01181

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE ESTRUCTURAS

MUROS DE MAMPOSTERIA ANTE CARGAS LATERALES
ESTUDIOS ANALITICOS

Tesis que presenta

TARSICIO ENRIQUE BAZAN ZURITA

Para obtener el grado de

DOCTOR EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

JEFE DE LA SECCION

ING. JULIO DAMY R.

SECRETARIO ACADEMICO

DR. UBALDO BONILLA

JURADO

DR. EMILIO ROSENBLUETH D.

DR. LUIS ESTEVA M.

DR. ROBERTO MELI P.

ING. OSCAR DE BUEN L.

DR. OCTAVIO RASCON CH.

M. en C. ENRIQUE DEL VALLE

ING. JULIO DAMY R.

Ciudad Universitaria, México, D.F., septiembre de 1980

CONTENIDO

1. OBJETIVOS Y ALCANCE

En zonas sísmicas el aprovechamiento de muros de mampostería* para resistir fuerzas laterales constituye una solución que suele convenir desde el punto de vista económico.

Con ello en mente, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se ha desarrollado un amplio programa de investigación experimental cuyo objetivo fue conocer mejor el comportamiento sísmico de los muros de mampostería y establecer recomendaciones prácticas para su diseño (ref 1, 2, 3). Los resultados más importantes de este programa han sido presentados por Meli (ref 4).

Una de las conclusiones principales es que mediante un refuerzo apropiado se puede lograr que los muros de mampostería tengan un comportamiento inelástico dúctil, y cierta capacidad de

---

* En la sec 2.3 se define qué se entiende por mampostería en este trabajo.

absorción de energía en ciclos histeréticos, que pueden ser aprovechados para resistir sismos severos. Resultados de programas experimentales realizados en otros lugares refuerzan dicha conclusión (ref 5 a 11).

En este trabajo se presentan estudios analíticos que permiten interpretar y extender los resultados obtenidos en el programa de investigación citado, con el objeto de proponer recomendaciones prácticas para el análisis sísmico de estructuras a base de muros de mampostería. En la primera parte se propone un modelo analítico que permite reproducir en forma detallada el comportamiento de muros ante cargas laterales monotónicas, se comparan los resultados teóricos con los experimentales de otros trabajos y se evalúa la utilidad del modelo.

En la segunda parte se estudia el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. Para ello se hace el análisis dinámico de sistemas de un grado de libertad, con fuerza restitutriz dada por modelos trilineales; estos modelos, derivados de resultados experimentales, cubren distintos casos de estructuración y refuerzo. Como excitación se emplean acelerogramas de temblores registrados tanto en terreno duro como blando.

En la parte final se ilustra cómo emplear para fines prácticos los resultados y conclusiones de este trabajo. En particular se hace un estudio paramétrico de la rigidez lateral y las distribuciones de esfuerzos en muros confinados por marcos para distintos niveles de agrietamiento y se proponen procedimientos sencillos para el análisis ante cargas laterales de estructuras con este tipo de muros.

2. LEYES CONSTITUTIVAS DE MATERIALES QUE FORMAN PARTE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

2.1 *Introducción*

La intención de la primera parte de este trabajo es formular un modelo analítico para reproducir el comportamiento de tableros de mampostería ante cargas laterales monotónicas aplicadas en su plano. En el modelo se deben considerar los principales tipos de fallas locales observados experimentalmente, puesto que se pretende que los resultados analíticos coincidan razonablemente con los obtenidos en laboratorio. Se emplea el método del elemento finito, que es una poderosa herramienta para análisis de sistemas estructurales y permite tratar, sin gran dificultad teórica, problemas complejos como estructuras compuestas por distintos materiales, comportamiento no lineal de los mismos, condiciones mixtas de frontera, etc. Este método, aplicado con la ayuda de computadoras de alta velocidad, se ha utilizado para resolver muchos problemas prácticos de ingeniería (ref 12).

Al nivel macroscópico que interesa en este trabajo, en los muros de mampostería se pueden distinguir tres materiales: la propia mampostería, el concreto y el acero de refuerzo. Cada material exhibe, alcanzado un cierto nivel de cargas, un notable comportamiento inelástico, que se manifiesta principalmente como agrietamiento en la mampostería y el concreto, y fluencia en el refuerzo. También ocurren fallas por compresión en el concreto o la mampostería, o por falta de anclaje adecuado del refuerzo. Además, cuando se trata de muros de mampostería confinados por un marco de concreto, un fenómeno no lineal importante es el agrietamiento en parte de las zonas de contacto entre muro y marco.

Tomando en cuenta los efectos mencionados, el análisis de un muro de mampostería puede considerarse como un problema de estado plano de esfuerzos, con relaciones esfuerzo-deformación no lineales. Como, a pesar de dichos efectos, los muros siguen teniendo una rigidez apreciable y las deformaciones son pequeñas, puede ignorarse la no linealidad geométrica, esto es, las ecuaciones de equilibrio pueden plantearse sobre la configuración inicial, sin deformaciones.

La primera parte del problema consiste en formular leyes constitutivas para representar distintas etapas de comportamiento de los materiales, lo que significa establecer relaciones de esfuerzo-deformación para cada estado de falla y criterios para determinar cuando ocurren las fallas. Para incorporarlas sistemáticamente en programas para computadora, dichas leyes se expresan en la forma matricial siguiente:

$$\underline{\sigma} = \underline{D}_i \, \underline{\varepsilon} \qquad 2.1$$

donde

$$\underline{\sigma}^T = < \sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy} >$$

$$\underline{\varepsilon}^T = < \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} >$$

$\underline{\sigma}$ es el vector de esfuerzos, $\underline{\varepsilon}$, el de deformaciones unitarias y $\underline{D}_i$ es una matriz cuadrada de orden tres; el subíndice i indica que esta matriz es variable, tanto por el tipo de material como por su nivel de deterioro.

En lo que sigue se presentan los criterios adoptados para representar los principales efectos no lineales: fallas por compresión y por tensión en la mampostería, y fluencia del refuerzo; los esfuerzos cortantes están considerados al valuar los esfuerzos normales en distintas direcciones.

2.2 *Concreto*

En muchos países se construyen muros de mampostería sin refuerzo interior, confinados por vigas y columnas de concreto. En

México es usual también confinar los muros mediante dalas o losas de los pisos y columnas de concreto con sección de pequeñas dimensiones, llamadas castillos; por este motivo es necesario considerar leyes constitutivas que representen el comportamiento del concreto. Este es un material heterogéneo, resultante de la mezcla de piedras pequeñas con mortero de arena y cemento, pero como en su elaboración no se da orientación preferencial a ningún componente, se puede aceptar, a nivel macroscópico y antes de que ocurra algún tipo de falla, que se trata de un material homogéneo o isótropo, cuyas propiedades mecánicas pueden definirse con base en resultados de ensayes índice, como la ruptura en compresión de cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura.

2.2.1 Estado inicial

La curva esfuerzo-deformación uniaxial del concreto sin confinar es bien conocida (fig 1); en la zona de tensión es aproximadamente lineal hasta que se alcanza el esfuerzo de agrietamiento f_t, pero en la zona de compresión se presenta un marcado comportamiento no lineal. En este trabajo se idealiza la curva en cuestión como se muestra en la fig 1, esto es, considerando que el concreto es un material elastoplástico en compresión. Aunque se pueden utilizar curvas esfuerzo-deformación más cercanas al comportamiento experimental, no se justifica ese refinamiento porque en los casos que aquí interesan los esfuerzos de compresión en el concreto son relativamente bajos (menores que 0.5 f'_c); y para tales niveles de esfuerzos las curvas experimental y supuesta prácticamente coinciden.

Los efectos de estados biaxiales de esfuerzos en el concreto han sido estudiados experimentalmente por Kupfer, Hilsdorf y Rüsch (ref 13), quienes determinaron las combinaciones de esfuerzos que producen la falla del material, estas se representan esquemáticamente en la fig 2. En su trabajo no se proporciona información sobre las relaciones entre esfuerzos y deformaciones, aunque es de esperarse que en los casos de tensiones el comportamiento sea prácticamente lineal y no así en los casos de compresiones, como ocurre bajo estados uniaxiales de esfuerzos.

Se acepta en el presente estudio que antes de fallar por tensión o compresión el concreto es un material isótropo, elástico lineal; el valor del módulo de elasticidad E_c se considera igual a la pendiente inicial (fig 1). El módulo de Poisson ν_c del concreto varía entre 0.15 y 0.3; en este trabajo se utilizó el valor intermedio 0.2 de esta propiedad, la cual influye poco en los resultados que aquí interesan.

La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke para estados planos de esfuerzos, la cual, con referencia a la ec 2.1, permite escribir:

$$\underline{D}_c = \frac{E_c}{1-\nu_c^2}\begin{bmatrix} 1 & \nu_c & 0 \\ \nu_c & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu_c}{2} \end{bmatrix} \qquad 2.2$$

2.2.2 Falla por tensión

Se supone que el agrietamiento del concreto se produce cuando los esfuerzos principales de tensión son iguales a f_t, esfuerzo resistente a tensión uniaxial, siendo la dirección de la grieta perpendicular a la de dichos esfuerzos. Se considera que después del agrietamiento el material solo es capaz de resistir esfuerzos en la dirección paralela a las grietas y por tanto su comportamiento queda regido por la curva esfuerzo-deformación uniaxial idealizada de la fig 1. La matriz que relaciona esfuerzos y deformaciones es entonces:

$$\underline{D}_\alpha^* = \begin{bmatrix} E_c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad 2.3$$

donde el subíndice α indica que $\underline{D}_\alpha^*$ está referida a la dirección del agrietamiento (fig 3).

Son conocidas las expresiones para transformar esfuerzos y deformaciones en estados planos (ref 14); usándolas se obtiene otra matriz , $\underline{D}_\alpha$, que representa la misma ley constitutiva referida a los ejes globales X-Y adoptados en el análisis. Así se tiene:

$$\underline{D}_{\alpha} = \underline{T}^{T} \; \underline{D}^{*}_{\alpha} \; \underline{T} \qquad 2.4$$

donde

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} C^2 & S^2 & CS \\ S^2 & C^2 & -CS \\ -2CS & 2CS & (C^2-S^2) \end{bmatrix} ; \quad \begin{array}{l} S = \text{sen}\ \alpha \\ C = \cos\ \alpha \end{array}$$

De acuerdo con la fig 1, el material agrietado podría volver a fallar si los esfuerzos uniaxiales que admite son de tensión e iguales a f_t, o de compresión e iguales a f'_c.

Esta es una representación continua de las zonas agrietadas, y ha sido propuesta y utilizada con éxito por Zienkiewicz y sus colaboradores en mecánica de rocas (ref 15).

2.2.3 Falla por compresión

De acuerdo con la curva esfuerzo deformación adoptada (fig 1), el aplastamiento por compresión en el concreto se representa como una fluencia del material. Bajo estados planos de esfuerzos, se acepta que la fluencia sucede cuando los esfuerzos principales de compresión son iguales a la resistencia uniaxial f'_c. Este criterio de falla se compara en la fig 2 con resultados experimentales y con el criterio de Von Mises empleado en otros trabajos.

Después de este tipo de falla se supone que el material solo es capaz de resistir esfuerzos adicionales en la dirección perpendicular a la de fluencia, lo cual es similar a lo que se acepta cuando se presentan grietas, con la diferencia de que el concreto sigue tomando esfuerzos iguales a f'_c en la dirección de fluencia. Entonces, las relaciones entre esfuerzos y deformaciones están dadas por la matriz $\underline{D}_\alpha$ definida en 2.4 en la que α es el ángulo que forma la dirección normal a la fluencia con el eje X (fig 3).

Después de la fluencia el material puede agrietarse o volver a fluir en la única dirección resistente, si en esta ocurren esfuerzos de tensión mayores que f_t o de compresión mayores que f'_c.

Cabe mencionar otra vez que el comportamiento a compresión del concreto no es un aspecto determinante del comportamiento de muros de mampostería, por lo que se justifican las hipótesis aquí adoptadas; estas pueden no ser válidas cuando el concreto sea el material dominante y esté sujeto a esfuerzos altos de compresión.

2.3 *Mampostería*

La mampostería es un material heterogéneo formado por piezas prismáticas (tabiques o bloques) dispuestas en hiladas, unidas entre sí por un mortero. Se han hecho algunos estudios analíticos en los que se considera detalladamente esta naturaleza heterogénea representando con elementos finitos diferentes las zonas de piezas y mortero (ref 16); sin embargo esos trabajos se han limitado a tratar conjuntos formados por pocas piezas, ya que sería excesivo el número de elementos necesarios para analizar muros de dimensiones usuales en edificios. En vista de ello, y teniendo presente que interesa el comportamiento de estructuras de mampostería a nivel macroscópico, es conveniente representar el conjunto piezas-mortero como si fuese un solo material, al cual se asignan propiedades mecánicas que corresponden a las del material compuesto.

Se han llevado a cabo varios trabajos experimentales y analíticos para estudiar las propiedades mecánicas de la mampostería. Clough y Mayes han resumido y evaluado los resultados más relevantes de ensayes hechos con este fin (ref 17). De interés especial para este trabajo son los resultados de Meli y Reyes, porque tratan las mamposterías que se construyen en México (ref 3).

Aunque es necesario realizar más trabajos experimentales, la información disponible permite establecer ciertas conclusiones sobre el comportamiento y los criterios de falla dominantes de la mampostería, las que se evalúan en este capítulo, con miras a su incorporación en el modelo analítico propuesto.

2.3.1 Estado inicial

Los resultados de ensayes de especímenes de mampostería sometidos a estados sencillos de esfuerzos, como compresión simple y tensión diagonal, muestran que antes de ocurrir la falla la relación esfuerzo-deformación es sensiblemente una recta (ref 3). Por tanto es razonable considerar el material como elástico lineal ante cualquier estado de esfuerzos. Como se trata de un material anisótropo su módulo de elasticidad E_m cambia con la dirección de los esfuerzos; no obstante, Meli ha demostrado que, suponiendo que no hay deslizamiento entre piezas y mortero, el módulo de elasticidad promedio varía poco con la dirección de los esfuerzos para tamaños usuales de piezas y juntas, aunque exista una diferencia apreciable entre las propiedades elásticas de piezas y mortero, y es aceptable considerar que E_m es igual en las direcciones perpendicular y paralela a las hiladas (ref 4).

En lo que respecta al módulo de cortante de la mampostería, G_m, Meli ha encontrado experimentalmente que varía entre 0.1 y 0.3 de E_m (ref 4), lo cual revela que esta propiedad no siempre puede evaluarse con expresión $G_m = E_m/2\ (1 + \nu_m)$ correspondientes a materiales isótropos cuyo volumen no cambia, puesto que ν_m no puede exceder de 0.5, y vale alrededor de 0.3 (ref 4), lo que llevaría a $G_m = 0.38\ E_m$. Los valores de G_m presentados por Meli fueron calculados como el cociente entre el esfuerzo cortante y la deformación angular medios en muretes sujetos a compresión diagonal; en la fig 7 se ha denominado G_m^* a los resultados así obtenidos. Más adelante, al analizar este tipo de ensaye, se verá que los valores de G_m que deben usarse en las leyes constitutivas son 30 por ciento mayores que los de G_m^*.

De lo expuesto resulta que para la mampostería, antes de sufrir fallas y con referencia a ejes ortogonales uno de los cuales coincide con la dirección de las hiladas, la relación matricial entre esfuerzos y deformaciones (ec 2.1) está dada por:

$$\underline{D}_m = \frac{E_m}{1-\nu_m^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu_m & 0 \\ \nu_m & 1 & 0 \\ 0 & 0 & g \end{bmatrix} \qquad 2.5$$

donde $g = G_m (1 - \nu_m^2)/E_m$. Nótese que las propiedades elásticas, y consecuentementela matriz $\underline{D}_m$, no son las mismas en cualquier otra dirección; podrían obtenerse utilizando la expresión 2.4, aunque esto no fue necesario porque las direcciones de los ejes globales coinciden con las empleadas para definir la matriz dada por 2.5.

Como los esfuerzos y deformaciones por cortante son muy importantes en muros de mampostería debe tenerse especial cuidado en la determinación de G_m. Más adelante se propone la forma de calcular esta cantidad a partir de ensayes de compresión diagonal en muretes cuadrados.

2.3.2 Falla por tensión

El agrietamiento por tensión es uno de los mecanismos de falla más frecuentes en muros de mampostería sujetos a cargas laterales. Johnson y Thompson han estudiado la resistencia a este tipo de falla utilizando una prueba similar al ensaye brasileño para evaluar la resistencia a tensión del concreto (ref 18); para ello construyeron discos de mampostería con piezas y morteros de buena calidad, de 25 pulgadas de diámetro, y los sometieron a fuerzas de compresión en la dirección de un diámetro (fig 4), lo que origina tensiones en la dirección perpendicular. Haciendo variar la orientación de la carga con respecto a las hiladas determinaron cómo influye la dirección de los esfuerzos con respecto a las mismas en la resistencia a tensión de la mampostería. Sus resultados tienen la forma típica mostrada en la fig 4, y muestran que la resistencia en cuestión es máxima cuando los esfuerzos de tensión son paralelos a las hiladas y mínima cuando son perpendiculares. Se puede apreciar que la resistencia es menor cuando se emplean morteros con mayor relación agua/cemento. En la mayoría de los casos el agrietamiento se produjo a través de piezas y mortero a lo largo del diámetro en tensión, aunque para direcciones cercanas a la perpendicular a las juntas ($\theta = 67.5°$ en la fig 4) algunas grietas se desviaron del diámetro citado y siguieron por las juntas.

Para valuar la resistencia Johnson y Thompson consideraron que el máximo esfuerzo de tensión que ocurre en el disco es igual a $2P/(\pi td)$ donde P es la carga de compresión, d el diámetro del disco y t su espesor; este valor proviene de un análisis elástico, en el cual se considera isótropo al material. Stafford-

Smith y sus colaboradores analizaron los discos de manera más realista, usando elementos finitos para considerar que unas partes están formadas por mortero y otras por piezas, y concluyeron que los esfuerzos máximos de tensión son mayores que los calculados con la expresión anterior; las diferencias dependen de la relación del módulo de elasticidad de las piezas al del mortero y son del orden de 50 por ciento cuando tal relación varía entre 2 y 8 (ref 16).

Meli y Reyes diseñaron un ensaye similar utilizando, en vez de discos, muretes rectangulares sujetos a compresión en la dirección de una de sus diagonales (ref 3). Variando la relación entre las dimensiones de los muretes obtuvieron resultados para distintos ángulos de orientación de los esfuerzos con respecto a las hiladas. Por la facilidad de construcción y maniobrabilidad del espécimen, este tipo de prueba es adecuado como ensaye estándar para obtener un valor índice de la resistencia a tensión. Las figs 5 y 6 ilustran la forma del ensaye; en la 6 se han dibujado también los resultados característicos para piezas y morteros con la calidad usual en el Distrito Federal. Se percibe que la variación de la resistencia con la dirección de las juntas es similar a la obtenida por Johnson y Thompson en su ensaye de discos, aunque la dispersión es mayor. Cabe notar que las ordenadas de la fig 6 no son esfuerzos de tensión, sino esfuerzos cortantes promedio, proporcionales a los anteriores. En general para ángulos θ (fig 6) menores que 45°

las grietas en los muretes ocurrieron siguiendo la diagonal a tensión, atravesando piezas y mortero; para valores mayores (θ = 63.4°) parte de las grietas se desvió de la diagonal hacia las juntas, produciendo falla combinada entre tensión diagonal y esfuerzos tangenciales (fig 5).

Para interpretar mejor los resultados experimentales, se han analizado, con el método de elementos finitos, varios muretes sometidos a compresión diagonal. La idealización utilizada se muestra en la fig 7. Se consideraron las combinaciones de propiedades elásticas de los materiales indicadas en la tabla 1, con la finalidad de cuantificar los efectos de la relación G_m/E_m y de ν_m en los esfuerzos; en dicha tabla se incluyen los principales resultados obtenidos. Los esfuerzos máximos y mínimos en el centro del murete se presentan también en las fig 8 y 9; se nota que el esfuerzo máximo correspondiente a un material isotrópico (G_m = 0.4 y ν_m = 0.25) difiere muy poco de $\frac{2P}{\pi td}$, máximo esfuerzo de tensión que ocurre al someter a un disco homogéneo isótropo de diámetro d y espesor t a una fuerza de compresión diagonal P; esto se explica porque en las zonas de material que deben eliminarse para pasar de un disco a un murete los esfuerzos son prácticamente nulos; por ello las conclusiones derivadas del análisis de muretes son aplicables también a discos.

La fig 8 muestra que en el centro del murete tanto el esfuerzo máximo (tensión) como el mínimo (compresión) varían apreciablemente con la relación G_m/E_m y son prácticamente constantes al variar ν_m. En particular, cuando $G_m/E_m = 0.1$, el esfuerzo máximo es aproximadamente 50 por ciento mayor que cuando dicho cociente vale 0.4 (material isótropo). Como se aprecia en la fig 9, esta variación ocurre a lo largo de toda la diagonal paralela a la carga. La explicación es que las deformaciones por cortante aumentan más rápidamente que lo que disminuye el valor de G_m. De lo dicho se desprende que se subestima la resistencia a tensión diagonal cuando G_m/E_m es bajo, si se utilizan al valuarla expresiones obtenidas considerando isotropía del material.

Se ha denominado ε_c^* a la deformación promedio en una longitud de 25 cm a lo largo de la diagonal comprimida ac del murete y ε_t^* a la deformación perpendicular (fig 7); ambas pueden medirse experimentalmente con micrómetros. La fig 10 muestra que la relación $\varepsilon_t^*/\varepsilon_c^*$ crece bastante al disminuir G_m/E_m mientras ν_m se mantiene constante (igual a 0.25); así, cuando $G_m/E_m =$ 0.4, $\varepsilon_t^* / \varepsilon_c^*$ vale 45 por ciento de lo correspondiente a $G_m/E_m =$ 0.1. La fig 10 se puede emplear para determinar G_m/E_m a partir de la medición experimental de $\varepsilon_c^*/\varepsilon_t^*$, dada la gran sensibilidad de esta relación con respecto a la primera. Para el caso en que $G_m/E_m = 0.3$ se hizo variar ν_m a 0.15 y 0.35, sin que se produjeran cambios importantes en el valor de $\varepsilon_t^*/\varepsilon_c^*$; se advierte que esta última relación es diferente de ν_m en todos los casos.

La deformación angular media γ^* en una zona cuadrada de 17.7 cm de lado, concéntrica con el murete, es igual a $\varepsilon_c^* + \varepsilon_t^*$ (fig 7); el esfuerzo cortante medio es $\tau^* = P/(\sqrt{2}Lt)$, donde P es la carga diagonal, L el lado del murete (40 cm) y t su espesor. El módulo de cortante medio G_m^* está definido como τ^*/γ^*. En la fig 10 se muestra como cambia el cociente entre el módulo real de cortante G_m y G_m^* con la relación G_m/E_m; se observa que la variación, que es más apreciable cuando G_m/E_m es bajo, tiene poca importancia (de 1.22 a 1.34) y que 1.30 es un valor aceptable, independientemente de cuanto valgan G_m/E_m y ν_m. Se concluye que el módulo real G_m es 30 por ciento mayor que el módulo promedio G_m^*, y de acuerdo con Meli (ref 4), vale entre 1.3 y 3.9 de E_m, lo cual, en el límite superior, correspondea un material isótropo.

Para tomar en cuenta las características de la mampostería descritas en esta sección, en el estudio analítico se podría considerar que su resistencia a tensión varía como se muestra en las fig 4 y 6 siempre y cuando la curva se pueda definir con precisión. Como éste no es el caso se ha adoptado la variación de dos tramos rectos mostrada en la fig 11, la cual se puede definir, por ejemplo, a partir de las resistencias σ_{00} σ_{45} y σ_{90} . En la fig 14 se presentan resultados de la ref 18 (0°, 22.5°, 67.5° y 90°) y de la 3 (34° y 64°) en forma adimensional, para apreciar la variación de los esfuerzos resistentes. La dispersión proviene de la heterogeneidad de materiales a que corresponden los datos y de la variabilidad de propiedades de un mismo material. Se observa sin embargo que la variación idealizada propuesta representa las tendencias principales de los cambios de la resistencia con la dirección de los esfuerzos. En general σ_{oo} es 1.0 a 1.3 veces σ_{45}, mientras que σ_{90} está entre 0.5 y 0.7 σ_{45}. En la fig 12 se reproducen resultados de las ref 3 y 18 para varios tipos de piezas y mortero, para tener una idea de los valores de σ_{90}/σ_{45} y σ_{oo}/σ_{45} en los distintos casos.

Para determinar el instante y dirección en que se agrieta la mampostería se debe conocer para qué ángulo α es máximo el cociente σ_α/f_α, σ_α es el esfuerzo actuante de tensión en la dirección considerada y f_α el respectivo esfuerzo resistente. Si σ_α/f_α máximo es mayor que 1.0 se considera que se produce una grieta en la dirección α (fig 3) y el comportamiento del material queda representado por la matriz $\underline{D}_\alpha$ de la expresión 2.3, en la que en vez de E_c debe usarse E_m. Se supone que la curva esfuerzo deformación uniaxial rige el comportamiento del material agrietado, el cual puede sufrir fallas por tensión o compresión.

En los ensayes de compresión diagonal se ha observado que el agrietamiento puede presentarse indistintamente en las piezas y el mortero, siguiendo una línea diagonal casi recta, o que manteniéndose la dirección diagonal dominante la grieta se propaga por las juntas (ref 4). También se presentan grietas que en parte atraviesan piezas y mortero y luego siguen por las juntas.

El agrietamiento a través de las juntas sugiere que podría aplicarse a la mampostería un criterio de falla del tipo de Coulomb. Meli ha tratado de interpretar los resultados del ensaye a compresión diagonal usando dicho criterio y ha encontrado una dispersión muy grande al ajustar las constantes necesarias para prededir los valores experimentales, por lo cual concluye que el mecanismo de Coulomb es una sobresimplificación del fenómeno y que la falla está influida más directamente por las tensiones en las juntas que por los esfuerzos tangenciales (ref 4).

Inicialmente se incluyó en el modelo analítico presentado en este trabajo un criterio de Coulomb, considerando que después de la falla el material sufría un deterioro total de su resistencia a cortante (G=0). Sin embargo, no fue posible reproducir con este criterio las fallas por las juntas en muros completos; de hecho los resultados indicaban que se producía la falla por esfuerzos tangenciales en forma total, es decir en todos los elementos del muro.

Lo anterior confirma que es más adecuado asociar a esfuerzos de tensión la falla por las juntas; el hecho de que las mismas son zonas más débiles se refleja en la disminución de los esfuerzos resistentes cuando los esfuerzos actuantes van aproximándose a la dirección perpendicular a las hiladas. Así aunque se habla de falla por tensión solamente, se está considerando una falla que con frecuencia es una combinación de tensión diagonal con mecanismos de Coulomb. Esto se refleja en el análisis de muros dando lugar a que las grietas tengan una tendencia a seguir la dirección de las hiladas; como ejemplo véase el muro confinado por castillos y dalas que se muestra en la fig 13, el cual se analizó para verificar los criterios de falla adoptados. Se aprecia que la grieta tiende a ser escalonada y a formar un ángulo menor que 45° con la dirección de las hiladas; en este caso se empleó $\sigma_{90}/\sigma_{45} = 0.7$ y $\sigma_{00}/\sigma_{45} = 1.2$. Estudiando resultados experimentales Meli encontró también que la resistencia a cortante de muros se correlaciona mejor con la resistencia obtenida en ensayes de muretes a tensión diagonal (ref 4).

2.3.3 Falla por compresión

La resistencia a compresión uniaxial de la mampostería ha sido también estudiada por Meli y Reyes, quienes ensayaron pilas con un número de hiladas tal que la relación altura a espesor del conjunto fuese aproximadamente cuatro (ref 3). Este ensaye reproduce razonablemente los modos de falla observados en muros a escala natural, y las proporciones del espécimen hacen que las restricciones a deformaciones transversales que se introducen en sus extremos por la máquina que suministra la carga no tengan efectos importantes.

La falla de las pilas, que es frágil, se inicia generalmente con un agrietamiento vertical, el cual se va incrementando hasta producir la inestabilidad del conjunto. Hilsdorf ha propuesto un procedimiento detallado, basado en análisis de esfuerzos y deformaciones de las pilas, para predecir la resistencia a este tipo de falla, tratando de incluir los factores que más influencia tienen; dicho trabajo se limita a estados uniaxiales de compresión (ref 19).

Para los fines de este estudio se consideró suficiente emplear el critero de que la falla de compresión de la mampostería ocurre cuando los esfuerzos principales de compresión son mayores que el esfuerzo resistente a compresión uniaxial f_m. No existen resultados experimentales ante estados biaxiales de esfuerzos que permitan establecer si el criterio adoptado es correcto o no; sin embargo, se piensa que es razonable y no influirá de manera importante en los resultados, puesto que en muros sujetos a carga lateral, de ocurrir fallas por compresión, estas se presentan usualmente después del agrietamiento y se deben esencialmente a esfuerzos uniaxiales de compresión en la dirección paralela a las grietas.

Como la falla es frágil se considera que después de ella el material es incapaz de soportar esfuerzos, en tal caso la matriz $\underline{D}_i$ (ec 2.1) está formada por ceros, lo cual equivale a suponer que el elemento que sufre este tipo de falla desaparece.

2.4 *Refuerzo*

La curva esfuerzo-deformación uniaxial del acero que sirve de refuerzo a estructuras de concreto y/o mampostería es bien conocida para aceros de grado estructural, y tiene la forma típica ilustrada en la fig 15; para los fines de este trabajo se le idealiza como elastoplástica, lo cual se muestra en dicha figura.

Un refuerzo con área A_r y módulo de elasticidad E_r, colocado en una dirección que forma un ángulo α con eje horizontal, resiste antes de fluir una fuerza igual a

$$P_\alpha = E_r \, A_r \, \varepsilon_\alpha$$

donde ε_α es la deformación unitaria en la dirección reforzada.

Como dentro de un elemento finito los esfuerzos están referidos al área total A_t se tiene:

$$\sigma_\alpha = \frac{P_\alpha}{A_t} = E_r \frac{A_r}{A_t} \varepsilon_\alpha = E_r p_\alpha \varepsilon_\alpha$$

donde $p_\alpha = A_r/A_t$ es el porcentaje de refuerzo.

Considerando que el esfuerzo normal en la dirección perpendicular y el esfuerzo cortante son nulos, se concluye que la relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por:

$$\underline{D}^r_\alpha = \begin{bmatrix} p_\alpha E_r & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad 2.6$$

Esta matriz se transforma a las direcciones de ejes globales con la expresión 2.4. Si se acepta que las deformaciones de los refuerzos en varias direcciones α_j son las mismas que las del material reforzado, la matriz que relaciona esfuerzos y deformaciones es:

$$\underline{D} = \underline{D}_{mat} + \sum_j \underline{D}^r_{\alpha_j} \qquad 2.7$$

Hay que notar que, como en el caso de grietas, el refuerzo se representa de manera continua, es decir, se supone que está colocado uniformemente dentro de un elemento finito.

Cuando el esfuerzo σ_α es mayor que el de fluencia, se considera que la relación entre incrementos de esfuerzos y de desplazamientos es nula, lo que equivale a decir que el refuerzo desaparece para incrementos posteriores de carga. Deben transferirse a otros elementos los esfuerzos que exceden al de fluencia.

2.5 *Zona de contacto entre muro y marco confinante*

En muros de mampostería rodeados por un marco confinante, la unión entre ambos constituye una zona fácil de agrietar por tensión o por esfuerzos cortantes. Como se conocen la orientación y localización de la posible grieta, se puede representarla considerando que los elementos finitos no están ligados (fig 16). La separación puede ser total como se muestra en la fig 17a, o un deslizamiento, como se aprecia en la fig

17b. En el primer caso los nudos tienen los dos desplazamientos diferentes, mientras que en el segundo solamente son distintos los desplazamientos verticales u horizontales, en correspondencia con la dirección del deslizamiento.

Para definir cuando ocurre una grieta es necesario calcular los esfuerzos que ocurren precisamente en la zona de contacto entre muro y marco; lo que implica determinar los esfuerzos en la línea ijk de la fig 17c. Es bien conocido que el método de elementos finitos no proporciona una buena aproximación para los valores de los esfuerzos en los bordes de los elementos, aún tratándose de un solo material, por lo cual, para determinar los esfuerzos en ijk es preferible calcular las fuerzas nodales que ocurre en los elementos de mampostería (3 y 4 en la fig 17), las cuales actúan sobre los elementos de concreto; dividiéndolas entre el área correspondiente se calculan los esfuerzos.

Es difícil precisar la resistencia en este modo de falla, aunque parece estar regida por un criterio similar al de Coulomb, es decir, el esfuerzo resistente σ podría valuarse con:

$$\sigma = \sigma_o + \mu\sigma_v$$

donde μ es el coeficiente de fricción entre mampostería y concreto y σ_v el esfuerzo vertical actuante. Los valores del esfuerzo de adherencia σ_o y de μ deben ser parecidos a los existentes entre dos hiladas de mampostería. Meli y Reyes han encontrado, en ensayes donde se provoca este tipo de falla, que σ_o está entre 1 y 2 kg/cm^2, y que el valor de μ es muy uniforme y se halla alrededor de 0.7, independientemente del tipo de pieza y de mortero.

2.6 *Comentarios*

En las secciones anteriores se ha presentado una descripción breve de los principales modos de falla que se han observado en estructuras y experimentos con muros de mampostería, y se han propuesto criterios de falla y relaciones esfuerzo-deformación para representarlos analíticamente. Pueden presentarse otros modos de falla y otros efectos no considerados, entre ellos está la falla por adherencia y anclaje del refuerzo, aunque es posible idear formas de incluirla (ref 20), existe la dificultad de plantear criterios adecuados en términos de los esfuerzos promedio que se calculan con el método de elementos finitos, lo cual obliga a utilizar mallas más finas, con un aumento considerable del tiempo de computadora necesario; según la ref 20, el tiempo de máquina necesario para analizar elementos aislados en flexión se duplica al incluir este modo de falla.

Tampoco están considerados los esfuerzos que se pueden resistir por fricción en zonas con grietas, por la forma dentada de las mismas. Se ha propuesto (ref 21) simular esta resisten cia mediante un módulo reducido de cortante, con lo cual la matriz $\underline{D}_{\alpha}^{*}$ para un elemento agrietado sería:

$$\underline{D}_{\alpha}^{*} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \qquad 2.8$$

donde $\beta \leq 1$; esta expresión remplazaría a la 2.3. Debe notarse sin embargo que esta aproximación no necesariamente da lugar a menores esfuerzos cortantes, porque si bien se reduce el valor de G, aumentan las deformaciones de cortante, lo que puede ocasionar esfuerzos mayores. Este razonamiento explica algunos resultados incongruentes obtenidos por Yuzugullu y Schnobrich (ref 21), que se comentarán en el siguiente capítulo, en los cuales el agrietamiento aumenta y la rigidez disminuye al considerar para β un valor de aproximadamente 0.3. Por otro lado, hay que mencionar que la resistencia a cortante entre las grietas depende del ancho y de las características de rugosidad de las mismas, los cuales no pueden deducirse del tratamiento continuo que se propone para representarlas. Además, los esfuerzos que pueden trasmitirse así tienen un límite difícil de determinar.

Un problema de origen diferente, que se puede tratar de manera similar, es la incorporación del efecto de espiga del refuerzo (dowel action), aunque subsisten las dificultades para determinar las leyes constitutivas apropiadas. En el caso de muros con marco confinante es deseable incluir también los efectos del refuerzo transversal (estribos) en vigas y especialmente las columnas; por ejemplo, la evaluación de esfuerzos de confinamiento podría hacerse en terminos de deformaciones perpendiculares al plano del muro.

Cuando se desea representar el comportamiento de muros ante cargas alternadas, es necesario definir e incorporar criterios para considerar el caso en que se cierran grietas previamente abiertas, los cuales podrían plantearse en terminos de deformaciones. Sin embargo, un intento de este tipo hecho por Cervenka en estructuras de concreto dio resultados muy pobres comparados con los experimentales (ref 22), ya que es difícil definir las leyes constitutivas que rigen a materiales en esta condición.

Motivos adicionales por los cuales los refinamientos mencionados, y otros que sería posible incluir, no fueron considerados en este trabajo se citarán en el siguiente capítulo, luego de estudiar los resultados obtenidos con el modelo analítico propuesto.

3. ANALISIS NO LINEAL DE TABLEROS DE MAMPOSTERIA

3.1 *Método de análisis*

Se han establecido en el capítulo precedente relaciones esfuerzo deformación y criterios de falla, que permiten representar los aspectos más relevantes del comportamiento no lineal de los materiales que conforman tableros de mampostería. El análisis de un tablero con características geométricas y de materiales dadas, sometido a un conjunto de cargas en su plano, puede considerarse como un problema de estado plano de esfuerzos, lo cual implica que los esfuerzos en la dirección perpendicular al plano del tablero son nulos. El método del elemento finito, ampliamente reconocido como el más apropiado para resolver problemas de tal naturaleza (ref 12), es el que se utiliza en este trabajo.

Básicamente, la formulación del método citado en términos de desplazamientos consiste en dividir la estructura en cierto número de subregiones, denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos, en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominaos nudos. Con base en las leyes constitutivas del material, en la forma adoptada para el campo de desplazamientos dentro del mismo, y en las relaciones cinemáticas entre deformaciones y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, haciendo uso del principio de trabajos virtuales. Estas matrices están referidas a los grados de libertad (desplazamientos independientes posibles) de cada nudo. La matriz de rigideces $\underline{K}$ de la estructura completa se establece sumando, en el lugar que les corresponda, los aportes de cada elemento finito. Los desplazamientos $\underline{U}$ de los nudos ante un sistema dado de cargas se calculan resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguiente:

$$\underline{K}\ \underline{U} = P \qquad 3.1$$

La forma rectangular de los tableros de mampostería hace apropiado el empleo de elementos rectangulares; se usan aquí los denominados rectángulos lineales. En la ref 12 se describe en detalle como se deduce la matriz de rigideces de estos elementos.

Hay que notar que si cambian las leyes constitutivas de uno o varios elementos se modifican también sus matrices de rigideces y por tanto $\underline{K}$, por lo que para el análisis no lineal es necesario usar un procedimiento incremental que permita tomar en cuenta los cambios en las leyes constitutivas de los materiales y las redistribuciones de esfuerzos a que dan lugar. En este trabajo se adoptó, luego de algunas pruebas numéricas, un procedimiento que, de manera suscinta, consiste en los siguientes pasos:

a. Se forma la matriz inicial de rigideces de la estructura.

b. Si hay cargas verticales se calculan los desplazamientos y esfuerzos que producen.

c. Se lee un incremento de cargas laterales $\Delta\underline{P}$; si es nulo, el proceso termina en este paso, en caso contrario:

   c.1 Se calculan los desplazamientos y esfuerzos totales. Si los desplazamientos laterales son excesivos el proceso termina.

   c.2 En cada elemento se revisan los criterios de falla correspondientes a los materiales que lo constituyen y al estado en que se encuentran. Si no se detecta ninguna falla se reinicia el paso c.

   c.3 Se determina cual de los elementos que pueden fallar es el más crítico, es decir, el que fallaría primero.

   c.4 Se modifican la matriz de rigideces del elemento más crítico y la de la estructura completa.

c.5 Se calculan los incrementos de desplazamientos y de esfuerzos debidos a la redistribución de esfuerzos que el elemento más crítico ya no puede soportar, y se regresa al paso c.2.

Para evitar incrementos muy altos de carga se controlaron los desplazamientos $\Delta\underline{u}$, fijando un límite para un nudo determinado y escalando, en su caso, el incremento ΔP de modo tal que dicho límite no se excediera.

El procedimiento expuesto permite seguir en forma correcta el orden de agrietamiento o fluencia de los materiales, si bien requiere de un importante tiempo de computadora, aspecto que se trata en la sección siguiente.

De acuerdo con lo propuesto en el capítulo precedente, para determinar si un elemento sufre o no cierto tipo de falla se calcula la relación $\phi = \sigma_a/\sigma_r$, donde σ_a es el esfuerzo actuante y σ_r el resistente; cuando $\phi \geq 1$ el elemento falla, y el elemento más crítico es aquél al cual corresponde, en cierto nivel de carga, el valor máximo de ϕ. Como dentro de un elemento finito rectangular los esfuerzos varían linealmente en cualquier dirección, para calcular ϕ se utilizaron los esfuerzos σ_a correspondientes al centroide del elemento, los cuales son también valores medios dentro del mismo.

Cuando un elemento falla, es incapaz de soportar ciertos esfuer zos y fuerzas nodales que deben distribuirse en el resto de la estructura. A estas fuerzas se las conoce como de transferencia y se demuestra (ref 12) que se calculan con la expresión

$$\underline{T} = \int_{vol} \underline{B}^T \underline{\sigma} \, d_{vol} \qquad 3.2$$

donde $\underline{\sigma}$ es el vector de los esfuerzos por redistribuir y $\underline{B}$, la matriz que permite calcular las deformaciones dentro del elemento en términos de los desplazamientos de sus nudos $\underline{U}$, es decir:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \underline{B} \; \underline{U} \qquad 3.3$$

En el Apéndice se presenta con más detalle la forma de valuar las fuerzas de transferencia en función de la matriz de rigideces de los elementos. Son fuerzas autoequilibrantes y se aplican a la estructura modificada como si fueran cargas exteriores.

Procede señalar que el procedimiento de análisis anterior no incluye la posible grieta entre muro y marco, para la cual no se puede calcular la relación ϕ cuando se considera que la adherencia, esfuerzo resistente, es cero (el denominador se anula). En este caso se adoptó un método diferente, consistente en permitir que varios nudos se separen simultáneamente, lo cual requiere, aún cuando las cargas sean crecientes y en una sola dirección, de un criterio para verificar si existen nudos separados equivocadamente debido a la redistribución de esfuerzos producida por la separación de otros; esto puede hacerse revisando si la separación no da lugar a traslapes de elementos, es decir, verificando si los desplazamientos son compatibles. El procedimiento que se utilizó consiste en los siguientes pasos:

a. Se determinan los desplazamientos y esfuerzos que las cargas exteriores producen en la estructura de acuerdo con el estado de agrietamiento entre muro y marco. Con base en razonamientos físicos se puede establecer desde el comienzo un estado agrietado.

b. Se determinan las fuerzas normal y cortante que interactúan entre muro y marco en los nudos que los unen.

   b.1 Si la fuerza normal en un nudo es de tensión, este se desdobla, es decir se considera como dos nudos diferentes.

   b.2 Si la fuerza normal citada es de compresión se revisa si hay deslizamiento de un nudo sobre otro, esto es, si la fuerza cortante actuante es mayor que la resistente, en cuyo caso se considera de nuevo que el nudo se convierte en dos diferentes, pero se obliga a que los desplazamientos normales a la zona de contacto sigan siendo iguales.

c. Se verifica si son compatibles los desplazamientos de nudos previamente separados, o sea, si las redistribuciones de esfuerzos no han dado lugar a traslapes de elementos. Si hay incompatibilidades los nudos se vuelven a juntar, esto es, otra vez se los considera como uno solo.

d. Si no hay separaciones, deslizamientos o reuniones de nudos, el proceso termina. En caso contrario se regresa al paso a.

Con la finalidad de que en la etapa de comportamiento elástico de los materiales el procedimiento propuesto fuera lineal, y por tanto el agrietamiento resultara independiente del nivel de cargas, se despreciaron la resistencia a tensión y los esfuerzos de cohesión, es decir que la resistencia a cortante se tomó igual a $\mu\sigma_v$. Dado que los valores de las resistencias despreciadas son en realidad bajos, los resultados así obtenidos representan el caso en que las cargas laterales son suficientemente altas para que los esfuerzos actuantes excedan a dichas resistencias, que es el de interés en el presente estudio.

El último procedimiento expuesto no incluye el comportamiento inelástico de la mampostería y el concreto. El siguiente paso habría sido el desarrollo de un método que considere además las fallas de los materiales. Sin embargo se encontró que el proceso de separación y unión de nudos no necesariamente es convergente, además de que consume apreciable tiempo de computadora. Teniendo presente que el propósito de este trabajo es obtener resultados que sean útiles en el diseño de estructuras con muros de mampostería se pensó que no era justificable el desarrollo del programa integrado; este asunto se comenta más ampliamente en la sección 3.3. La forma de aprovechar otras conclusiones extraídas del análisis no lineal se propone y desarrolla en el capítulo 5.

3.2 *Programas para computadora*

Se ha escrito un programa de computadora para aplicar el primer procedimiento de análisis no lineal descrito en la sección anterior. Se utilizó la computadora Burrougs 6700 del Centro de Servicios de Cálculo de la UNAM; el lenguaje empleado es FORTRAN IV.

Durante la elaboración del programa se buscó aprovechar al máximo las características geométricas del problema y las del método de análisis para reducir el tiempo de computadora. Así, como los elementos son rectangulares, se efectuaron analíticamente las integraciones necesarias para escribir en forma explícita sus matrices de rigideces; también, para evitar formar la matriz de rigideces de la estructura completa cada vez que fallaba un elemento, se la guardó en memoria periférica, y se introdujeron únicamente las modificaciones necesarias. Los sistemas de ecuaciones se resolvieron considerando un arreglo en semibanda, el cual, por ser la malla muy regular, se puede calcular y minimizar muy fácilmente eliminándose casi todos los coeficientes nulos del trabajo numérico; por tanto este método de solución es eficiente en este problema particular.

En las etapas iniciales de este trabajo se probaron algunos métodos alternativos de análisis cuya diferencia esencial con el propuesto consistía en permitir que varios elementos fallaran simultáneamente, teniendo criterios para detectar si existían grietas que por motivo de las redistribuciones de esfuerzos no debían haberse producido, esto se hacía revisando si las deformaciones en la dirección perpendicular a las grietas eran menores o iguales que cero, en cuyo caso se regresaba el elemento a su estado no agrietado. Estos métodos alternativos requieren normalmente de incrementos de carga menores que los utilizados en este estudio; en lo referente al tiempo de computadora no se encontraron diferencias importantes para las estructuras que aquí se tratan, por lo cual no es posible ser concluyente en este aspecto; no obstante se puede afirmar que con cualquier método es apreciable el tiempo necesario de computación.

Se escribió otro programa en el cual se incluyó la posibilidad de separar nudos para representar el agrietamiento entre muro y marco confinante, utilizando los mismos elementos rectangulares. El procedimiento seguido, que se expuso en la sección anterior, consiste en renumerar los nudos cada vez que se separan, se deslizan o se vuelven a juntar, volviendo a generar y triangulizar, en cada caso, la matriz de rigideces; ya se ha comentado que la dificultad más importante fue que existieron casos en los que no hubo convergencia.

El tratamiento matemático de los problemas de unicidad de la solución, así como de la estabilidad y convergencia de los métodos numéricos, escapa de los límites de este trabajo; no obstante se propone aquí una forma de aprovechar las conclusiones de análisis no lineales, a pesar de las dificultades encontradas.

3.3 *Comparación con resultados experimentales*

Para evaluar el procedimiento propuesto para análisis no lineal y las hipótesis hechas con relación al comportamiento de los materiales, se han analizado especímenes ensayados en trabajos experimentales y los resultados analíticos se han comparado con los de laboratorio. La atención se concentró en dos aspectos: comparación de las curvas carga-desplazamiento lateral y de las configuraciones de falla. En los casos analizados se ha procurado cubrir los mecanismos de falla más importantes observados experimentalmente: falla por flexión y falla por cortante.

3.3.1 Viga peraltada de concreto

Cervenka (ref 22) ensayó en la Universidad de Colorado una viga peraltada de concreto, que denominó W2, cuyas características se muestran en la fig 18. Los ensanches en el centro del claro y en los extremos sirvieron para trasmitir la carga y las reacciones. El propósito de analizar esta viga es verificar las hipótesis hechas para el concreto y el método numérico seguido. Las propiedades mecánicas del concreto necesarias para el análisis no lineal son f'_c = 3650 libras por pulgada cuadrada (3.65 ksi), E_c = 2900 ksi y f_t = 0.53 ksi; se adoptó ν_c=0.20. Las propiedades del refuerzo son: f_y = 51.2 ksi y E_r = 27300 ksi.

La idealización con elementos finitos se muestra en la fig 19, apreciándose que por la simetría fue necesario analizar solo la mitad de la viga. La carga P se dió en incrementos de 2 kips.

En la fig 20 se muestran la configuración experimental del agrietamiento y la obtenida en el presente estudio, correspondientes a la carga máxima. En la fig 21 se comparan las curvas carga-desplazamiento lateral experimental y analítica. Ambas comparaciones indican que el modelo analítico representa bien el comportamiento experimental. Cervenka obtuvo con un modelo similar una concordancia mejor para las curvas carga-deformación (fig 21); lo logró utilizando una malla mucho más refinada (240 elementos triangulares), y no obtuvo tan buenos resultados en otros casos.

Yuzugullu y Schnobrich analizaron también esta viga peraltada con elementos rectangulares formados por cuatro triángulos (ref 21); sus resultados se incluyen en la fig 21. Para representar las fuerzas cortantes que se generan por fricción mecánica en las zonas agrietadas emplearon un módulo de cortante reducido

βG, como se describe en la sec 2.6 (véase la ec 2.8), denominando factor de cortante a β. Utilizaron dos mallas, la 1 igual a la adoptada en este trabajo (fig 19) y la 2, con 63 elementos. En la fig 21 se puede observar que con la malla 1 la resistencia obtenida analíticamente es menor para β = 0.125 que cuando β= 0.0, e incluso que, afinando la malla, se llega a un valor menor que el experimental con β = 0.125.

Estas incongruencias se explican porque, como ya se ha mencionado, el uso de un módulo de cortante reducido no implica que los esfuerzos cortantes disminuyan; por el contrario, se pueden generar esfuerzos de tensión mayores que los presentes antes del agrietamiento. Se concluye que es preferible emplear para β un valor nulo. Esta advertencia cabe porque aún en trabajos más recientes sobre concreto se siguen proponiendo para β valores entre 0 y 1 (ref 23 y 24).

Tanto Cervenka como Yuzugullu y Schnobrich emplearon para estados biaxiales de esfuerzos de compresión en el concreto el criterio de Von Mises (fig 2) y se observa que los resultados no difirieron de los obtenidos con el criterio de esfuerzos principales máximos empleado en este trabajo, confirmando que este último criterio es aceptable para los casos en que las fallas de compresión del concreto son fenómeno secundario.

3.3.2 Muro de tabique

Williams probó una serie de 17 muros de tabique con huecos, todos llenos de mortero, ante cargas laterales cíclicas (ref 5). En algunos casos las cargas fueron cuasiestáticas y en otros dinámicas, con variación senoidal. Entre los casos de falla por flexión se presenta fotográficamente el muro B3, por lo que fue escogido para analizarlo con el modelo de elementos finitos propuesto.

Las dimensiones, cargas y refuerzo del muro citado se muestran en la fig 22. El esfuerzo de fluencia del refuerzo fue 50 ksi y su módulo de elasticidad 29,000 ksi. Para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería se partió de la curva carga deformación experimental. Previamente se verificó que para muros empotrados en la base, con relación de aspecto b/h comprendida entre 0.5 y 2.0, (fig 23) la expresión

$$\delta = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA} \qquad 3.1$$

proporciona con excelente aproximación para el desplazamiento lateral δ debido a una carga lateral P; b es el ancho del muro, h su altura, I y A el momento de inercia y el área de su sección transversal, E el módulo de elasticidad y G el de cortante. La fig 23 muestra que los errores de la expresión 3.1, en comparación con resultados del método del elemento finito (que en este caso se puede considerar exacto) son menores de 4 por ciento.

Teniendo presente que los materiales con que fue construido este muro, en especial el mortero, fueron de muy buena calidad, se puede aceptar que $G= E/2(1+\nu)$; ν se consideró igual a 0.3. Con estas suposiciones se deduce de la ec 3.1 una rigidez inicial muy cercana a la experimental cuando E = 15 000 ksi (fig 25), por lo que este fue el valor considerado en el modelo analítico.

Se supuso una resistencia a compresión f_m de 9.0 ksi, valor de los más altos obtenidos por Williams probando pilas formadas por 3 medias piezas. Estas pilas son más esbeltas que las propuestas para obtener un valor índice de la resistencia por Meli, en las que posiblemente se obtendrían resistencias mayores. Sin embargo, en el muro B3 no se produjeron fallas por compresión, por tanto no fue necesario calcular con mayor precisión la resistencia a ese tipo de esfuerzos.

Como Williams no efectuó ensayes de muretes en compresión diagonal se estimó la resistencia a tensión de la mampostería σ_{45}, para esfuerzos a 45° con respecto a las hiladas, empleando la fig 8, según la cual, para un material isotrópico $\sigma_{45} = 0.63\ v^*$, donde v^* es la resistencia a cortante promedio en ensayes de muretes en compresión diagonal. Según Meli v^* se puede calcular como $\sqrt{f_m}$ (ref 4).

Se hicieron las transformaciones necesarias de unidades y se obtuvo $\sigma_{45} = 0.3$ ksi. Para σ_{oo} se consideró 1.2 x 0.3 = 0.36 ksi y para σ_{90}, 0.7 x 0.3 $\doteq$ 0.20 ksi; el incremento y la reducción de 20 y 30 por ciento son los promedios de los resultados obtenidos por Johnson para mamposterías construidas en

Estados Unidos, con materiales similares (fig 4 y 12).

En la fig 24 se presenta la malla de elementos finitos empleada y la configuración de agrietamiento resultante; ésta coincide bastante con la observada experimentalmente (fig 22). En la fig 25 se comparan las curvas carga-desplazamiento lateral analítica y experimental, que también son muy similares entre sí.

En este caso la resistencia del muro estuvo regida por la fluencia del refuerzo y por ello se predice con bastante precisión; la buena representación del agrietamiento y de toda la curva carga deformación indica que el modelo analítico propuesto reproduce satisfactoriamente los casos en que domina la flexión, y que la estimación hecha de las propiedades de la mampostería fue acertada.

3.3.4 Muro de bloque sin carga vertical

Como parte del programa experimental llevado a cabo en el Instituto de Ingeniería, Meli y Salgado ensayaron 20 muros cuadrados de bloque de concreto tipo pesado ante cargas laterales monotónicas (ref 2). El refuerzo se colocó dentro de algunos huecos rellenos con mortero de cemento y arena en proporción 1:3. Las propiedades mecánicas de este tipo de mampostería fueron estudiadas por Meli y Reyes dentro del referido programa, y se tienen los siguientes datos: el módulo de elasticidad vale 30,000 kg/cm^2, la resistencia a compresión, f_m, 70 kg/cm^2, y la resistencia cortante promedio v* en muretes sujetos a compresión diagonal, 5.8 kg/cm^2 (ref 3).

El mortero con que se construyeron estos muros es de los mejores que se emplean en México; por tal razón, y en ausencia de información experimental sobre la relación G_m/E_m para este caso, se adoptó para G_m el valor $E_m/2(1+\nu_m)$, considerando $\nu_m = 0.3$ (esto es, $G_m = 0.38\ E_m$). La resistencia a tensiones a 45° con respecto a las hiladas σ_{45} es, según la fig 8, 0.62 x 5.8 = 3.7 kg/cm^2. σ_{oo} se tomó igual a 0.55 σ_{45}, y σ_{90} = 1.1 σ_{45}, que son los porcentajes que se sugieren en la fig 12 para la mampostería de bloque.

Para tomar en cuenta el efecto del mortero que rellena los huecos en las zonas donde se colocó el refuerzo las propiedades mecánicas se aumentaron en 50 por ciento, valor un poco menor que el correspondiente a la relación área bruta sobre área neta, puesto que el mortero es un material más débil que el bloque.

De los 20 muros tratados en la ref 2 se escogió el llamado 508 para analizarlo con el modelo propuesto, porque al ensayarlo se observó que rigió la falla por cortante, y por tanto se puede juzgar cómo funciona el modelo analítico para este tipo de falla. Las características geométricas y de refuerzo del muro en cuestión se aprecian en la fig 26; la carga lateral se aplicó a través de una dala de 0.20 x 0.20 m. En la fig 27 se muestra la idealización con 100 elementos finitos cuadrados.

La configuración de falla obtenida analíticamente se presenta en la fig 28, y en la 29 la observada en el laboratorio; comparándolas se aprecia que la tendencia general de las grietas de flexión, horizontales, y las de cortante, diagonales, se reprodujo bien con el análisis, aunque las zonas agrietadas son un poco más amplias que las experimentales. Esto se debe a la forma continua empleada para representar las grietas. Además, si se hubiese incluido un criterio de verificación apropiado, posiblemente se habría encontrado que algunas grietas se cierran al abrirse otras; esto no se hizo porque a más de que se logró representar el mecanismo de falla, después se comprobó (veáse el cap 5) que el ancho de la zona agrietada no influye apreciablemente en la rigidez lateral ni en los esfuerzos críticos.

Analíticamente se encontró que la falla final del muro fue por agrietamiento y luego aplastamiento por compresión en la esquina opuesta a la cargada (fig 28); esto no ocurrió experimentalmente, pero es un tipo común de falla observado en ensayes de muros, sobre todo en los casos en que rige la tensión diagonal (ref 2, 5). Inclusive, advirtiendo que esta falla da lugar a un deterioro importante de rigidez y resistencia en el muro, Priestly y Bridgeman encontraron experimentalmente que el comportamiento de muros con falla de cortante mejora de manera considerable si se confina, mediante placas de acero, las esquinas en cuestión (ref 25). Esto hace ver que la falla predicha analíticamente es realista.

La fig 30 es una comparación de las curvas carga-desplazamiento lateral experimental y analítica, que son bastante similares entre sí, salvo en una pequeña parte final, porque en el modelo analítico no se incluyeron criterios para considerar disminuciones de carga. Es interesante notar que el deterioro de la rigidez lateral, debido en su mayor parte a agrietamientos a través de las juntas (fig 29), es bien representado por el modelo propuesto; lo mismo sucede con la resistencia.

3.3.5 Muro de bloque con carga vertical

Otro de los muros de bloque probados por Meli y Salgado (511 en la ref 2) difiere del anterior en que no tiene las dos varillas de refuerzo centrales y en que se le aplicó previamente una carga vertical de 30 ton con distribución uniforme (fig 31). Esta carga, la más alta de las empleadas en la serie de pruebas de la ref 2, produce un esfuerzo vertical promedio de 7.5 kg/cm^2 sobre la sección bruta del muro. Se encontró que la carga vertical ocasionó un aumento de la resistencia a cargas laterales con respecto a la de un muro idéntico ensayado sin carga vertical. En este muro la carga lateral resistente fue 34 ton, mayor que las 20 ton que resistió el muro 508, a pesar de tener un par de varillas más de refuerzo.

Se empleó la misma idealización con elementos finitos que en el muro 508 (fig 27), y tal como se hizo experimentalmente se aplicó primero toda la carga vertical y luego, por incrementos, la carga lateral. Las configuraciones de falla analítica y experimental se muestran en las fig 32 y 33, respectivamente. La comparación es buena porque, a pesar de que el análisis dispersa las zonas agrietadas, se predijo el mecanismo de falla, que fue un agrietamiento por tensión diagonal y fallas por compresión a lo largo de la diagonal agrietada y en la esquina opuesta a la de carga. La comparación de curvas carga-desplazamiento lateral (fig 34) es también buena salvo, otra vez, la parte donde la carga lateral disminuye. En particular, se predijeron con buena precisión la rigidez del muro y su resistencia.

3.4 *Conclusiones y comentarios*

Al comparar resultados del modelo analítico propuesto con los de trabajos experimentales se ha constatado en forma global la validez de las leyes constitutivas y criterios de falla adoptados para los materiales, de los valores dados a las propiedades de los mismos, y del procedimiento y métodos numéricos empleados en los programas para computadora.

La congruencia entre resultados analíticos y experimentales indica que el modelo reproduce bien el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales crecientes, tanto cuando rige la falla por flexión como por cortante. En particular, para el caso de agrietamiento por cortante la representación analítica simula bien grietas a través de las piezas o de las juntas, si el criterio de falla se basa en datos provenientes del ensaye de muretes a compresión diagonal (fig 5) y se asigna una resistencia a tensión variable entre un mínimo para esfuerzos perpendiculares a las hiladas y un máximo para esfuerzos paralelos a las mismas (fig 12).

En cuanto a las fallas por compresión en la mampostería es adecuado el criterio de esfuerzos principales, basando la resistencia en ensayes de pilas pequeñas (ref 3).

Para mejorar los métodos analíticos se requieren aún investigaciones experimentales y teóricas tendientes a formular leyes constitutivas para incorporar otros tipos de falla y otras etapas de comportamiento, tales como las fallas por adherencia, el efecto de espiga del refuerzo, efectos de confinamiento con estribos, y descargas en los distintos materiales. Existen trabajos recientes en esta dirección para concreto reforzado, empleando identificación de sistemas (ref 20), pero en ellos se reconoce que en su forma actual los modelos propuestos son demasiado caros para su uso en análisis de estructuras completas como los muros que aquí interesan, debido a que requieren mucho tiempo de computadora.

Otra limitación proviene de problemas numéricos. Como es necesario detectar las zonas de concentraciones de esfuerzos, se requiere en general mallas finas de elementos finitos, lo que lleva a manejar matrices y sistemas de ecuaciones más grandes que los requeridos en análisis elásticos y, cualquiera que sea el procedimiento que se adopte para el análisis no lineal, el problema se tiene que resolver varias veces para introducir los cambios de rigidez y las redistribuciones de esfuerzos debidos a fallas de elementos. Además, hay que efectuar estas operaciones con bastante precisión, porque varios de los resultados son acumulativos y los errores se van sumando; por ejemplo, durante el proceso de prueba de los programas escritos para este trabajo, un caso se corrió en una máquina IBM 370 (7-8 cifras de precisión) y también en una Burroughs 6700 (11 cifras); aunque para los primeros incrementos de carga los desplazamientos, esfuerzos y agrietamientos fueron casi iguales, en el último incremento de carga se predijo agrietamiento en elementos diferentes. Todo ello conduce a tiempos apreciables de computadora, por ejemplo tomó 1100 seg resolver el muro 511.

Estos problemas serían todavía más serios si se considerase posibilidad de descarga y de análisis dinámico, pues el número de incrementos de carga sería mayor. Esta observación dificulta el uso de métodos que se ocurren buenos para problemas no lineales resueltos en pasos sucesivos, como el de Gauss-Seidel, porque a pesar de que la solución de un paso dado constituye una buena base de partida para el paso siguiente, se tienen que hacer varias iteraciones para lograr precisiones del orden de 10 cifras.

Lo anterior no significa sin embargo que los métodos propuestos no tengan utilidad práctica. El contar con una forma adecuada de representar agrietamientos y fallas por compresión puede ser útil para estudiar analíticamente estados prestablecidos de falla. Así, en el curso de un trabajo experimental se puede tener una mejor interpretación de resultados analizando algunas etapas de las configuraciones de agrietamiento observadas, para tener estimaciones confiables de esfuerzos y deformaciones en todo el espécimen. Otras posibles aplicaciones son los estudios paramétricos de la influencia de ciertos tipos de deterioro de los materiales en las propiedades globales de los elementos estructurales; en el capítulo 5 se presenta, siguiendo esta idea, un análisis de como una grieta diagonal afecta la rigidez lateral y las concentraciones de esfuerzos en muros de mampostería confinados por marcos. La ventaja de este tipo de aplicaciones es que, al estar prefijada la situación de falla de los materiales que se desea estudiar, el análisis se puede reducir hasta un solo paso, como en el caso de comportamiento elástico.

4. ANALISIS SISMICO DE MODELOS HISTERETICOS QUE REPRESENTAN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA

4.1 *Antecedentes y alcance*

El propósito de las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería sobre muros de mampostería fue conocer mejor su comportamiento sísmico, para ello se hicieron 58 ensayes ante cargas laterales alternadas (ref 1, 2, 4). Con objetivos similares se han efectuado otros trabajos experimentales (ref 5 y 7 a 11). Los resultados indican que con un refuerzo apropiado se puede lograr que los muros de mampostería tengan cierto comportamiento dúctil que les permita absorber la energía trasmitida por sismos, aunque son apreciables los deterioros de rigidez y de resistencia en ciclos de carga posteriores al primero.

Se han señalado las dificultades conceptuales y numéricas que existen para representar con modelos analíticos refinados, como el tratado en los capítulos anteriores, los casos de solicitaciones sísmicas en que tendrían que aplicarse muchos incrementos pequeños de carga. Por este motivo, en la literatura sobre el tema se ha recurrido a modelos no lineales más sencillos en los cuales se representan elementos o entrepisos con un solo grado de libertad (ref 5 y 26 a 29). Se han dedicado varios estudios a modelos elastoplásticos sin deterioro (fig 35a), utilizando acelerogramas reales o simulados correspondientes a terreno firme; la conclusión más importante es que para periodos intermedios y largos las deformaciones máximas son iguales a las de sistemas elásticos con la misma rigidez inicial, por lo que la resistencia que necesitan los sistemas elastoplásticos es igual a la de los sistemas elásticos dividida entre el factor ductilidad. Para periodos cortos no es aplicable lo anterior; las demandas de ductilidad son mayores y se requieren resistencias más altas, y cuando el periodo tiende a cero la resistencia necesaria es igual a la masa de la estructura por la aceleración máxima del terreno, cualquiera que sea la ductilidad del sistema.

Lo expuesto se considera en el Reglamento del Distrito Federal (ref 30) estipulando que las ordenadas de los espectros elásticos se pueden reducir dividiendo entre factores Q' que varían desde 1 para periodo T = 0 hasta el factor de ductilidad Q para un valor prescrito, T', de T; cuando T es mayor que T' las reducciones son constantes e iguales a Q. En la fig 36 se ilustra la variación de Q' para Q = 2; se ha incluído también el inverso de Q', que representa la relación entre la resistencia inelástica necesaria V_i y la elástica correspondiente V_e; nótese que entre cero y T di cha relación no varía linealmente sino en forma convexa. Otros reglamentos modernos tienen factores de reducción similares (ref 31).

Para representar a muros de mampostería en que rige la falla por flexión, Williams propuso el modelo con degradación simple de rigidez mostrado en la fig 35b, y lo analizó con la componente N-S del temblor de El Centro, para periodos iniciales entre 0.1 y 2.0 seg, con énfasis en valores menores que 0.6 seg (ref 5). Su conclusión es que las demandas de ductilidad de este modelo son similares a las de un elastoplástico sin degradación, si las ductilidades son mayores que 6. Anagnostopoulos, estudiando el mismo modelo con cinco acelerogramas de terreno firme, obtuvo resultados que confirman dicha conclusión (ref 29).

Bazán y Rosenblueth estudiaron combinaciones de los modelos elastoplásticos de las fig 35 a y c, y encontraron que cuando es grande la participación del modelo con deterioro la deformación máxima es mayor que la del sistema elástico con iguales periodo inicial y amortiguamiento (ref 28). A conclusiones parecidas llegaron Williams, quien analizó sistemas con deterioro similar al de la fig 35 c (ref 5), y Anagnostopoulos, que hizo un par de análisis en sistemas con deterioro de rigidez y de resistencia (ref 29).

Iwan y Gates estudiaron una familia de sistemas bilineales de un grado de libertad con deterioro de rigidez; y propusieron sistemas elásticos, con periodo y amortiguamiento equivalentes, para estimar la respuesta de los sistemas inelásticos (ref 32). Encon traron que cuando los sistemas tienen ductilidades moderadas y amplias, las respuestas para distintos niveles de deterioro no difieren significativamente, pero sí para sistemas con ductilidad reducida (≤ 2). Este estudio incluyó periodos iniciales entre 0.4 seg y 4.0 seg, y se emplearon 12 temblores de terreno duro.

En este capítulo se estudian modelos de un grado de libertad con curva carga-desplazamiento trilineal, con deterioro de rigidez y resistencia, propuestas por Meli para representar el comportamiento de muros de mampostería (ref 4). Se consideran las formas más comunes de refuerzo empleadas en México y los tipos principales de falla observados experimentalmente. Para fines de comparación se analizan también modelos elastoplásticos sin deterioro.

Se emplean tres acelerogramas obtenidos en terreno duro y tres registrados en terreno blando; la distinción entre las respuestas a ambos tipos de temblores es de importancia particular para el Distrito Federal donde hay vastas zonas de terreno compresible.

4.2 *Modelos histeréticos*

Meli definió los modelos histeréticos trilineales mencionados mediante siete parámetros. Los tres primeros determinan la forma de la curva carga-desplazamiento lateral inicial (fig 37); β es la fracción de la carga máxima para la cual se produce el primer deterioro de rigidez debido al agrietamiento, α_1 mide el mayor desplazamiento que admite el muro. Para cargas alternadas los resul tados experimentales justifican considerar que todo el deterioro se produce en el segundo ciclo; se acepta que el comportamiento es elástico, sin deterioro, hasta la carga de agrietamiento, y que entre esta y la carga máxima se presentan ligeros deterioros de rigidez y resistencia, que crecen apreciablemente para desplazamientos más grandes (fig 38). Estas características se precisan mediante las relaciones V_h/V_m entre las cargas máximas V_h en un ciclo histerético estable (deteriorado) y V_m en el ciclo inicial, y A_h/A_m; A_h y A_m son las áreas encerradas en los lazos histeréticos deteriorado e inicial, respectivamente; los valores de ambas relaciones para el desplazamiento en que se alcanza la carga máxima y para el desplazamiento límite (α_1 u_o y α_2 u_o en la fig 37) constituyen los cuatro parámetros restantes del modelo (fig 38).

Los valores de los parámetros citados, propuestos con base en resultados experimentales, se dan en la tabla 2, que ha sido elaborada con datos de la ref 4 para cuatro casos de estructuración y tipo de falla. El caso 1 representa muros confinados por castillos y dalas que fallan por flexión y tienen cargas verticales bajas o intermedias (que no exceden el 30 por ciento de su resistencia a compresión); el comportamiento correspondiente se aprecia en la fig 39; se observa que la ductilidad, medida por α_2/β es apreciable, y que el deterioro, cuantificado con V_h/V_m y A_h/A_m, no es drástico. El caso 2 se refiere a muros con refuerzo interior, con cargas verticales bajas o intermedias; el comportamiento, ilustrado en la fig 40, es menos dúctil que en el caso anterior y el deterioro es mayor, sin ser severo. Los mismos paráme tros describen el comportamiento de muros de piezas macizas confinados por marcos de concreto(muros diafragma) cuyas esquinas tienen refuerzo suficiente para resistir las fuerzas cortantes que el muro les trasmite. Los casos 3 y 4 corresponden a muros de piezas huecas, confinados por marcos o por castillos y dalas, y a muros con refuerzo interior en que rige la falla por cortante; se caracterizan por poca ductilidad (valores bajos de α_2/δ) y fuertes deterioros de resistencia, rigidez y capacidad de absorción de energía (valores bajos de V_h/V_m y A_h/A_m); las curvas histéreticas correspondientes se presentan en las fig 41 y 42. Las principales razones del mal comportamiento son la destrucción progresiva de las esquinas de los muros, incluyendo castillos si los hay,y el desprendimiento de las paredes de las piezas huecas. Nótese que los cuatro casos se han numerado de mejor a peor comportamiento histerético.

Se han incluido en la tabla 2 los valores de $Q^* = \alpha_2/\alpha_1$, cociente entre la deformación máxima y aquella con que se alcanza la mayor resistencia (fig 37); Q^* es una medida de la ductilidad de los sistemas trilineales y,según se percibe en la fig 43, también mide el deterioro, puesto que todos los parámetros que definen a éste disminuyen al decrecer Q^*. Además se dan en la tabla 2 las relaciones entre las rigideces secantes k_1 e iniciales k_o (fig 37), que se emplean para determinar los periodos de sistemas elásticos cuya respuesta se busca correlacionar con la de los sistemas inelásticos trilineales.

Para fines de análisis inelástico los modelos histeréticos deben definirse para cualquier situación de carga y descarga, y no solo para amplitudes prefijadas de desplazamiento. Como primer paso en este sentido se reprodujeron los modelos trilineales mediante la superposición a distintas escalas de los modelos elastoplásticos sencillos presentados en la fig 35; esto se muestra en las fig 39 a 42, en las que se comparan los valores experimentales de los siete parámetros que definen los ciclos histeréticos (tabla 2) con los obtenidos combinando modelos elastoplásticos, y se encuentra que las diferencias son mínimas. Como los modelos sencillos están definidos en forma precisa para todo tipo de carga (fig 35), su superposición también lo está; aunque no se cuenta con información experimental suficiente para verificar la validez de las leyes de carga y descarga resultantes para pasos intermedios entre ciclos completos, se piensa que son aceptables puesto que se reproducen todos los parámetros deducidos experimentalmente y porque los modelos elastoplásticos están basados en conceptos físicos y en resultados experimentales.

4.3 *Análisis dinámico*

La ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de un grado de libertad (el desplazamiento u) se escribe:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + F(u) = - m\ddot{s} \qquad 4.1$$

m es la masa del sistema, c la constante de amortiguamiento viscoso, F(u) la fuerza restitutriz no lineal dada por los modelos trilineales y s el desplazamiento del terreno; el punto denota derivación con respecto al tiempo. Dividiendo la ec 4.1 entre m y definiendo $w_o = \sqrt{k_o/m}$, $\xi = c/2\sqrt{k_o m}$, y $f(u) = F(u)/m$, donde k_o es la rigidez inicial del sistema (fig 37), se obtiene:

$$\ddot{u} + 2\,\xi\, w_o \dot{u} + f(u) = -\ddot{s}$$

Esta ecuación se integró numéricamente con el método β de Newmark con $\beta = 1/6$ (ref 33). Se emplearon intervalos de integración entre 0.001 y 0.01 seg, correspondiendo los valores menores a los periodos iniciales ($T_o = 2\pi / w_o$) más pequeños. Existen otros métodos numéricos, o pueden usarse diferentes valores de β, sin embargo, para intervalos de integración menores que $T_o/10$, como los aquí empleados, todos conducen prácticamente a los mismos resultados y consumen el mismo tiempo de computadora (ref 29, 34 y 35).

Para verificar el método numérico y el programa para computadora se hicieron comparaciones con resultados algebraicos para modelos bilineales; para tener una idea de los intervalos de integración con los que se logra convergencia se analizaron varias veces algunos casos, con acelerogramas de temblores reales reduciendo los intervalos hasta que no se produjeran cambios significativos en los resultados de interés.

Se estudiaron sistemas con periodos iniciales T_o iguales a 0.1,0.2 0.4, 0.6 y 0.8 seg; este intervalo cubre la mayoría de los edificios en que los muros de mampostería son los principales elementos resistentes a cargas laterales.

En una estructura el amortiguamiento depende del nivel de daño; en los muros de mampostería, en que las grietas frecuentemente van por las juntas, es posible disipar cantidades apreciables de energía por fricción mecánica, por lo que pueden esperarse altos valores de amortiguamiento. En este estudio se consideró en todos los casos que el porcentaje de amortiguamiento crítico es constante e igual a 5; este valor se juzgó razonable para los resultados que aquí interesan, que son comparaciones de respuestas inelásticas con elásticas.

El procedimiento de análisis consistió en determinar, por tanteos, la resistencia V_m que necesita un sistema inelástico para que el mayor valor de u en la ec 4.1 sea cercano, pero menor que el máximo desplazamiento que admite el modelo trilineal respectivo $\alpha_2\ u_o$ (fig 37). Para cada caso se calcularon también las resistencias máximas V_o y V_1 que requieren dos sistemas elásticos con la misma masa, el primero con rigidez k_o y el segundo con rigidez k_1 (fig 37), con el propósito de compararlas con V_m.

Se usaron seis acelerogramas de sismos reales que se listan en la tabla 3; los primeros se registraron en terreno duro y tienen periodos dominantes menores que 0.6 seg, y los siguientes, en terreno blando, poseen periodos dominantes entre 1.4 y 2.6 seg; se pudieron así distinguir las respuestas a uno y otro tipo de temblores. Los espectros elásticos y otros datos de los acelerogramas citados se encuentran en la ref 36; en la fig 55 se muestran los espectros de seudoaceleraciones de los temblores de terreno blando.

No es sencillo efectuar comparaciones con resultados de otras investigaciones porque se emplea diferente número de acelerogramas, por lo común correspondientes a temblores distintos (o a distintas versiones del mismo temblor), no se usan los mismos métodos ni intervalos de integración, y difieren los criterios para obtener los resultados y la forma de presentarlos. Por ello se decidió analizar también sistemas elastoplásticos sin degradación (fig 35a) con los mismos temblores y con periodos iniciales entre 0.1 y 1.0 seg, y se determinaron los valores de la resistencia de fluencia V_y requeridos para que no se exceda el desplazamiento máximo admisible u_m (igual a Qu_y) correspondiente a una ductilidad Q. Se adoptaron para Q los valores 4 y 6, que considera el Reglamento del Distrito Federal para estructuras a base de marcos diseñados para tener comportamiento dúctil.

4.4 *Resultados*

4.4.1 Temblores en terreno duro

Para cada uno de cuatro modelos trilineales descritos en la sección 2 se calcularon los cocientes V_m, resistencia inelástica requerida, sobre V_o, resistencia requerida por sistemas elásticos con el mismo periodo inicial T_o, correspondientes a cada temblor. Para un valor fijo de T_o se obtuvieron las medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación de dichos cocientes para temblores de terreno duro; los resultados se presentan en la tabla 4 y en las fig 44 a 47, donde se han dibujado las medias y estas más las desviaciones estándar. Las operaciones se repitieron con los cocientes V_m sobre V_1, resistencia requerida por sistemas elásticos con periodo T_1 (con rigidez secante k_1), los resultados se incluyen en la tabla y figuras citadas.

Se observa que para los cuatro modelos la relación V_m/V_o crece conforme disminuye el período inicial del sistema, para todo el intervalo de valores tratados ($0.1 \leq T_o \leq 0.8$ seg) con tendencia a ser constante entre 0.6 y 0.8 seg. Los coeficientes de variación de V_m/V_o están entre 0.08 y 0.42 y en general son más altos para períodos cortos.

Los resultados referentes a V_m/V_1 muestran que en los cuatro casos estudiados, para periodos T_1 menores que 0.5 seg, esta relación disminuye al crecer T_1, y luego permanece casi constante, con una ligera tendencia a crecer en los casos 3 y 4. En todos los casos es aceptable considerar, para $T_1 \geq 0.3$ seg, que la media de V_m/V_1 es constante, menor que 1, y que para períodos menores crece hasta 1 cuando T_1 es cero, así se tiene una variación similar a la que implican los factores de reducción por ductilidad que estipula el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (fig 36); esta conclusión no es aplicable a V_m/V_o como se advierte en las fig 44 a 47.

Los coeficientes de variación de V_m/V_1 están entre 0.04 y 0.33, y para períodos entre 0.1 y 0.5 seg son menores que los de V_m/V_o; esto se aprecia si se comparan las diferencias entre valores medios y estos más las desviaciones estándar en las fig 44 a 47.

Si se adopta un criterio de igualación de energías al desplazamiento máximo para el modelo trilineal y para el sistema elástico con rigidez secante k_1, como se ilustra en la fig 48, se encuentra que la relación entre las resistencias inelástica y elástica es $1/\sqrt{2Q^* - 1}$, lo cual da una estimación conservadora de las medias de V_m/V_1 para $T_1 \geq 0.3$ seg, y es aproximadamente igual a dichas medias más la desviación estándar, como se percibe claramente en las fig 44 a 47. Esta conclusión permite comparar los cuatro casos de comportamiento trilineal, que tienen distintas Q^*, y se encuentra que, como era de esperarse, mientras más ductilidad se tiene (y de acuerdo con la fig 43 menos deterioro), mayores son las reducciones que por comportamiento inelástico se pueden aplicar a las resistencias elásticas requeridas.

Los resultados para modelos elastoplásticos sin degradación están en la tabla 5 y en la fig 49, para factores de ductilidad Q = 4 y Q = 6. En ambos casos la relación entre las resistencias necesarias para un sistema elastoplástico V_y, y la del sistema elástico con el mismo periodo inicial, V_o, es función decreciente del periodo cuando este vale menos que 0.6 seg; entre 0.2 y 0.4 seg la media de V_y/V_o puede estimarse como $1/\sqrt{2Q-1}$ (criterio de igualación de energías) y de 0.6 seg en adelante como $1/Q$; esto confirma resultados de investigaciones anteriores (ref 27 y 29). Los coeficientes de variación tienen el valor máximo 0.42 cuando T_o = 0.1 seg y disminuyen para periodos mayores en que valen aproximadamente 0.2.

En la fig 49 se incluyen las reducciones por ductilidad que prescribe el Reglamento del Distrito Federal (ref 30); se nota que las medias de V_y/V_o exceden dichas reducciones para períodos mayores que 0.1 seg cuando $Q = 6$, y entre 0.15 y 0.6 seg cuando $Q = 4$. Los valores de las medias más las desviaciones estándar de V_y/V_o son mayores que las reducciones en todo el intervalo de periodos estudiado.

Si se comparan los resultados obtenidos con el modelo trilineal 1 ($Q^* = 4$) con los correspondientes al modelo elastoplástico con $Q = 4$, mediante las fig 44 y 49 o las tablas 4 y 5, se aprecia que las medias de V_m/V_1 y de V_y/V_o son muy parecidas en todos los periodos considerados. Comparando las fig 35b y 39 se observa que el modelo 1 es prácticamente elastoplástico con degradación simple y con factor de ductilidad 4, por tanto estos resultados son congruentes con los de Williams quien encontró que para ductilidades medianas y grandes las respuestas de los modelos elastoplásticos sin degradación y con degradación simple son prácticamente las mismas (ref 5).

4.4.2 Temblores en terreno blando

Los resultados para temblores registrados en terreno blando se presentan de la misma forma que los referidos a terreno duro. En la tabla 4 se encuentran las medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación para los cuatro modelos trilineales tratados, y en las fig 50 a 53 se muestran las medias y éstas más las desviaciones estándar.

Los valores correspondientes a V_m/V_o indican que las medias de esta relación disminuyen siempre al crecer el período, salvo en el caso 4 en que se mantiene constante entre 0.1 y 0.2 seg. Los coeficientes de variación están entre 0.03 y 0.35; en oposición al caso de terreno duro, los valores menores ocurren para periodos más cortos.

Invariablemente las medias de V_m/V_o son mayores que las correspondientes en terreno duro;esto se debe a que los sistemas estudiados inicialmente tienen períodos menores que los dominantes en temblores de terreno blando, situación que no cambia en un sistema elástico, pero sí en los inelásticos, en los cuales se producen disminuciones de rigidez importantes y consecuentes aumentos de periodo, que conducen a los sistemas a zonas de ordenadas espectrales más altas; para temblores en terreno duro los aumentos de período usualmente producen el efecto contrario. Nótese que en el caso 4, el de peor comportamiento, en periodos cercanos a cero se obtienen valores medios de V_m/V_o mayores que 1, o sea que la resistencia inelás tica requerida es mayor que la elástica, esto es, no existen reducciones sino amplificaciones debidas al comportamiento inelástico.

Examinando los resultados referentes a V_m/V_1 se observa que en los 4 casos las medias decrecen hasta $T_1 = 0.8$ seg y luego tienden a mantenerse constantes entre 0.8 y 1.1 seg, que es el valor máximo de T_1 estudiado; en general, para $T_1 \leq 0.6$ seg las medias de V_m/V_1 y éstas más la desviación estándar son menores que los valores correspondientes de V_m/V_o, y sucede lo contrario si T_1 es mayor que 0.6. Los coeficientes de variación de V_m/V_1 están entre 0.03 y 0.31, los valores más pequeños se obtienen para periodos menores que 0.2 seg y, en este intervalo, son menores que los correspondientes de V_m/V_o.

En todos los casos las medias de V_m/V_1 son mayores que las obtenidas para terreno duro, por las razones expuestas al analizar V_m/V_o. En el caso 4 para $T_1 = 0.13$ seg la media de V_m/V_1 es 1.02, valor que, aunque mayor que 1, es menor que el correspondiente de V_m/V_o (1.05). Otra tendencia general es que la variación de las medias de V_m/V_1 es convexa, similar a la de las reducciones especificadas por el Reglamento del Distrito Federal (fig 36); en cambio, la variación de las medias de V_m/V_o es cóncava.

Se incluyen en las fig 50 a 53 los valores $1/\sqrt[4]{2Q^* - 1}$, los cuales, cuando $T_1 \geq 0.7$ seg, son estimaciones conservadoras de las medias de V_m/V_1, cercanas a las sumas de ellas y las desviaciones estándar. Lo anterior significa otra vez que Q^* es una medida aceptable de las características de ductilidad y deterioro de los modelos trilineales; nótese que mientras se tenga más ductilidad y menos deterioro (mientras mayor es Q^*) son posibles mayores reducciones en las resistencias elásticas requeridas, y que la parte constante de V_1/V_m para terreno blando es aproximadamente igual a la raíz cuadrada de la que corresponde a terreno duro.

Los resultados referentes a sistemas elastoplásticos se presentan en la fig 54 y en la tabla 5. Se aprecia que si crece el periodo inicial T_o disminuyen las medias de V_y/V_o , sin embargo no se llegó dentro del intervalo de periodos estudiado (menos que 1.0 seg) al valor 1/Q, que posiblemente se alcance para períodos mayores. Entre 0.5 y 1 seg, $1/\sqrt[4]{2Q-1}$ es una estimación conservadora de la media más la desviación estándar de V_y/V_o, y entre 0.7 y 1.0 seg, $1/\sqrt{Q}$ cae entre la media y esta más la desviación estándar de nuevo estas reducciones son aproximadamente la raíz cuadrada de las obtenidas para terreno duro.

4.5 *Conclusiones y comentarios*

Se ha estudiado una familia de sistemas de un grado de libertad con fuerza restitutriz dada por modelos trilineales con deterioro de rigidez y resistencia. En sección 4.2 se definieron estos modelos mediante siete parámetros, cuyos valores se determinaron experimentalmente, para representar el comportamiento de muros de mampostería con distintos tipos de refuerzo y modos de falla.

Los resultados de los análisis dinámicos permiten concluir que el parámetro Q* (fig 37), medida de la ductilidad y del deterioro (fig 43), es el que más influye en la respuesta dinámica de esta familia de sistemas; mientras mayor es Q*, menores son las resistencias inelásticas requeridas, V_m, en todo el intervalo de periodos considerado.

La mejor manera de estimar V_m es a partir de la resistencia V_1 requeridas por sistemas elásticos que tienen iguales masa y amortiguamiento y la rigidez secante k_1 (fig 37). Las relaciones V_m/V_1 cambian menos con el periodo y tienen menores coeficientes de variación que cuando se usa para los sistemas elásticos la rigidez inicial k_o, y exhiben, al variar con el periodo, una forma similar a las reducciones por ductilidad estipuladas en el Reglamento del Distrito Federal (fig 36), siendo V_m/V_1 aproximadamente constante entre 0.3 y 1 seg para temblores registrados en terreno duro y entre 0.7 y 1 seg cuando los registros son de terreno blando. Es aceptablemente conservador estimar dichos valores constantes como $1/\sqrt{2Q^* - 1}$ en el caso de terreno duro, y como la raíz cuadrada de tal expresión para terreno blando. Lo anterior refleja que en el intervalo de periodos estudiado (menores que 1 seg) las reducciones por comportamiento inelástico para temblores en terreno blando son menores que para los de terreno duro.

Los resultados para modelos elastoplásticos sin deterioro muestran que en terreno duro, la media de la relación entre resistencia de fluencia requerida V_y y la resistencia V_o necesaria para un sistema elástico con iguales masa, amortiguamiento y rigidez inicial disminuye al crecer el periodo. En congruencia con resultados de otras investigaciones (ref 27 a 29) para periodos iniciales mayores que 0.6 seg esa media se puede estimar como $1/Q$, y entre 0.2 y 0.4 seg con el criterio de igualación de energías (fig 48), esto es, como $1/\sqrt{2Q - 1}$. Cuando el terreno es blando los valores de V_y/V_o son mayores que los obtenidos para terreno duro, para periodos entre 0.5 y 0.7 seg la media de la relación citada se estima conservadoramente como $1/\sqrt[4]{2Q - 1}$, y entre 0.7 y 1.0 seg, como $1/\sqrt{Q}$. Nótese que las reducciones aplicables en terreno blando son aproximadamente la raíz cuadrada de las correspondientes a terreno duro, si el período se expresa como fracción de T' (fig 36).

Llama la atención en la fig 54 que los valores medios de V_y/V_o son siempre mayores que los que implican los factores de reducción especificados por el Reglamento del Distrito Federal; sin embargo por este hecho aislado no puede afirmarse que el Reglamento esté del lado de la inseguridad, puesto que precisamente para los periodos menores que 1 seg aquí tratados, los espectros elásticos especificados tienen ordenadas bastante mayores que las de los espectros de los temblores registrados. Para verificar lo anterior se han dibujado en la fig 55 los espectros normalizados de los tres temblores de terreno blando empleados en este capítulo, que ocurrieron en el Distrito Federal; la normalización es tal que los temblores tienen la misma aceleración máxima del terreno, valor que en el espectro corresponde a periodo cero; aunque esta no sea la forma más correcta de comparación, sirve para el propósito buscado; también se dibujó el espectro de diseño con una zona plana entre 0.8 y 3.0 seg igual a cuatro veces la ordenada en el origen, en congruencia con lo especificado en el Reglamento citado. Es evidente que como la zona plana se inicia en 0.8 seg, para que los valores de periodos entre 1.5 y 3 seg fueran aceptables, fue necesario sobrestimar las ordenadas del espectro de diseño para períodos cortos.

Si en el análisis elástico se emplean la rigidez secante k_1 y un espectro elástico reducido por comportamiento inelástico, los desplazamientos máximos se pueden estimar multiplicando los resultados del análisis por Q*, que no es el inverso del factor de reducción por ductilidad en la zona plana del espectro, como ocurre con estructuras elastoplásticas.

La elección de espectros de diseño, factores de reducción por ductilidad y deformaciones permisibles, y de otros tópicos especificados en los Reglamentos, tiene que considerar hasta qué punto los resultados obtenidos para sistemas de un grado de libertad son aplicables a estructuras completas, y solo se puede tratar racionalmente reconociendo además la naturaleza aleatoria de las variables que se están manejando. Es necesario recurrir, para atacar estos problemas,a la teoría de la confiabilidad estructural (veáse por ejemplo la ref 37) en que se hacen tratamien mientos probabilistas que consideran incertidumbres en acciones, en resistencias, de tipo profesional, etc, y relaciones costo beneficio (también inciertas); en particular son útiles los procedimientos denominados de calibración, que permiten aprovechar la experiencia adquirida en el pasado por el uso de ciertos reglamentos en los que de forma intuitiva se prescribieron algunas de las normas para diseño sísmico (ref 38). Aunque este tipo de estudios escapa del alcance de este trabajo, algunas de las conclusiones pueden ser útiles en ellos; por ejemplo, las incertidumbres en la ductilidad y en el deterioro se pueden considerar mediante la distribución de probabilidades de Q^*, y no las de los cinco parámetros que miden dichas características según lo expuesto en la sec 4.2.

5. MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADOS POR MARCOS DE CONCRETO

5.1 *Antecedentes*

El caso de muros de mampostería confinados por marcos de concreto sujetos a cargas lataterales ha sido materia de numerosas investigaciones experimentales y analíticas; en la ref 7 se incluye una revisión amplia de la literatura hasta 1976.

Desde los primeros trabajos experimentales (ref 39 a 41) se reconocieron las siguientes etapas de comportamiento en este tipo de sistema estructural: para cargas laterales bajas muro y marco trabajan esencialmente como una viga peraltada en la cual son importantes las deformaciones debidas a flexión y a cortante; para cargas mayores, aunque apreciablemente menores que la máxima, ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco confinante y el primero queda apoyado en dos esquinas opuestas del segundo (fig 16), trabajando básicamente como una diagonal en compresión; si el marco tiene suficiente resistencia para admitir las fuerzas axiales y cortantes que le trasmite el muro, la carga máxima se alcanza usualmente cuando el muro se agrieta en la dirección de su diagonal comprimida; si la ductilidad del marco es apropiada dicha carga se sostiene aún después del agrietamiento diagonal. Este comportamiento difiere por completo del que tienen muro y marco actuando independientemente uno del otro.

Los actuales reglamentos para diseño de construcciones (ref 30 y 31) requieren análisis elásticos para estimar las acciones que los sismos producen en los edificios; a pesar de que existen programas para computadora muy generales para análisis elástico (ref 42), es impráctico en este paso modelar cada muro con varios elementos finitos como se hace en el capítulo 3 de este trabajo, por que se tendrían que manejar demasiados grados de libertad, lo cual no solo requiere del uso apreciable de tiempos de computadora, sino dificulta bastante la preparación de datos y la interpretación de resultados. Por ello, conviene representar un muro mediante uno o pocos elementos estructurales cuyas características sean familiares a los ingenieros estructurales; varios autores (ref 40,43 y 44), habiendo advertido la separación entre muro y marco confinante, han propuesto diagonales equivalentes para determinar la rigidez lateral de dichos sistemas, basándose en estudios analíticos elásticos con hipótesis sencillas sobre las dis tribuciones de esfuerzos, o ensayes en especímenes a escala. Posteriormente se han efectuado estudios paramétricos, empleando el método del elemento finito para atacar el problema de análisis elástico de forma más realista, considerando la separación entre muro y marco en zonas donde los esfuerzos son de tensión (ref 45), y deslizamiento en donde, existiendo esfuerzos de compresión, los esfuerzos cortantes exceden cierta resistencia a fricción (ref 46 y 47); como resultados finales se proponen, para su uso en la práctica, coeficientes de flexibilidad (ref 45) o puntales diagonales equivalentes (ref 46).

Examinando distintos métodos para el análisis elástico de muros homogéneos con una hilera central de huecos, Mac Leod (ref 48) y Braga (ref 49) encontraron que se obtienen resultados bastante precisos considerando los muros como columnas, pero tomando en cuenta las deformaciones por cortante, y suponiendo que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión (fig 56). Este método, denominado de la columna ancha, tiene la ventaja de que puede ser fácilmente incorporado en los procedimientos para analizar edificios a base de marcos (ref 50), e inclusive ha servido de base para desarrollar métodos simplificados de análisis (ref 51).

Para verificar la aplicabilidad de este método cuando los muros son de mampostería, se analizó en este trabajo el conjunto muro-marco mostrado en la fig 56 con elementos finitos (solución que puede suponerse exacta) y con el método citado. Se aprecia en la figura que los errores en desplazamientos son menores que dos por ciento.

Empleando técnicas de subestructuración se ha desarrollado recientemente un grupo de elementos de 12 grados de libertad para representar a los muros diafragma (ref 52); aunque el problema numérico se reduce bastante comparado con la representación de un muro con varios elementos finitos, sigue siendo alto el número de grados de libertad, puesto que al añadir algunos correspondientes al marco serían 24 en total.Por ello es aún atractivo el uso de diagonales equivalentes y de columnas anchas; en el primer caso el número de grados de libertad se mantiene igual, y en el segundo se reduce, con respecto al del marco sin muro. También debe considerarse que no se justifica un análisis elástico refinado cuando se tienen incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos, y en la correlación de este análisis con el comportamiento inelástico de la estructura, que ocurrirá ante sismos severos.

5.2 *Casos analizados*

Empleando uno de los programas descritos en el capítulo 3, se analizaron 11 tableros muro-marco como el de la fig 57, cargados lateralmente. Las mallas de elementos finitos adoptadas fueron similares a la de la fig 58. Se mantuvieron constantes las propiedades mecánicas, siendo la relación entre los módulos de elasticidad del marco E_c y de la mampostería E_m igual a 10; como se supuso que $G_m = E_m/2.6$, la relación E_c/G_m vale 26. Tampoco cambiaron la altura del muro (300 cm) ni su espesor (15 cm). Las propiedades geométricas adicionales que definen los 11 casos se dan en la tabla 6: como variables más importantes se consideraron la relación de aspecto de muro, que asumió los valores 1.0, 1.5 y 2.0, y las dimensiones de la sección transversal del marco que, en cm, se hizo variar entre 15 x 15 y 40 x 40.

Siguiendo el comportamiento observado experimentalmente, para cada caso se analizaron tres etapas: en la primera muro y marco están completamente ligados; en la segunda se permite agrietamiento en la zona de contacto entre muro y marco, y en la tercera se considera además una grieta en la dirección de la diagonal en compresión del muro (fig 58). En la segunda etapa se supone que muro y marco se separan cuando entre ellos hay esfuerzos normales de tensión, y si éstos son de compresión, que hay deslizamiento cuando los esfuerzos cortantes son mayores que 0.7 veces los esfuerzos normales. El agrietamiento diagonal se reproduce mediante elementos finitos previamente agrietados (fig 58) que tienen rigidez solo en la dirección de la diagonal, de acuerdo con la representación propuesta en el capítulo 2.

Es de interés el efecto del ancho de la zona agrietada diagonalmente, que se ha denominado W. Cambiando el número de elementos agrietados y/o el tamaño de la malla se modificó la relación W/l_d (l_d es la longitud de la diagonal) y se encontró que la misma influye muy poco en los resultados que interesan para este trabajo: por ejemplo, como se aprecia en la fig 58, la rigidez lateral varía solo 3 por ciento cuando W/l_d cambia de 0.115 a 0.278; los cambios en los esfuerzos de interés no excedieron de 5 por ciento.

En el capítulo 3 se mencionó que el proceso de separación y deslizamiento de nudos y marco no siempre es convergente; de hecho, no lo ha sido en varios casos analizados en este capítulo; sin embargo como en estos casos la divergencia proviene de que uno o pocos nudos se unen y se separan, se analizaron los marcos con esos nudos separados y unidos, y como no se encontraron diferencias importantes en las cantidades de interés se aceptaron como buenos los valores obtenidos en uno u otro caso.

Los resultados de los análisis en que se considera la separación entre muro y marco depende obviamente del tipo de carga; durante un temblor el estado de carga sobre un muro es una combinación variable de cargas axiales y cortantes y momentos flexionantes. Stetson comparó la flexibilidad que se obtiene al aplicar un par, mediante dos fuerzas verticales iguales y opuestas en los extremos superiores de las columnas, con la correspondiente a una carga lateral como la empleada en este trabajo, y encontró que eran similares, debido a que la mayor parte de la disminución de la rigidez de sistema muro-marco se debe al agrietamiento en las partes inferior e izquierda de la zona de contacto, el cual se presentó en forma parecida en ambos casos (ref 45). Las cargas verticales, que debido a la diferencia de módulos de elasticidad se trasmiten en su mayor parte a través de las columnas, evitan a veces las separaciones verticales entre muro y marco, pero, ante cargas laterales altas, se producen en su lugar deslizamientos, que provocan un deterioro de la rigidez lateral muy similar al debido a las separaciones. Por lo anterior se juzgó adecuado usar en este estudio una carga lateral en la parte superior del muro.

Para darles más generalidad, los resultados se han expresado en forma adimensional. Cabe notar que en cualquier caso los valores adimensionales son estrictamente los mismos que en otro en el cual se hayan multiplicado por una constante las dos dimensiones en el plano del muro, o las tres dimensiones, sin variar las demás propiedades; y también cuando los módulos de elasticidad E_m y E_c de muro y marco y sus respectivos espesores t_m y t_c se cambian manteniendo $E_c t_c / E_m t_m$ constante. Dado que los resultados indican que el sistema muro-marco se comporta esencialmente como una viga I, en la cual las columnas constituyen los patines, resistiendo el momento de volteo mediante cargas axiales, y el muro es el alma, trabajando a cortante, se ha empleado como parámetro principal el cociente $\lambda = E_c A_c / G_m A_m$, que contiene a las propiedades físicas y geométricas más relevantes. Examinando algunos resultados de Stetson (ref 45), quien analizó varios muros cuadrados, se encontró que en los casos en que el parámetro citado es el mismo los resultados son muy similares, a pesar de tener distintas dimensiones y secciones transversales, y diferentes módulos de elasticidad.

5.3 *Tableros cuadrados*

Los resultados para tableros cuadrados se presentan gráficamente en las fig 59 a 63; en la primera se muestran las configuraciones típicas de grietas entre muro y marco; cuando no existe grieta diagonal se abre casi toda la parte inferior izquierda de la zona de contacto debido a los esfuerzos de tensión; en la parte superior derecha la separación es menos extendida. Cuando ocurre una grieta diagonal se cierra parte de la grieta entre muro y marco, sobre todo en la parte inferior, y hay deslizamiento del primero sobre el segundo en lugar de separación entre ambos. Esto se debe a que la grieta diagonal desliga el triángulo superior derecho del muro del inferior izquierdo, y permite que ambos se apoyen más en el marco. Analizando las distribuciones de esfuerzos correspondientes a distintos niveles de agrietamiento se comprenden las características esenciales del trabajo combinado muro-marco confinante ante cargas laterales.

5.3.1 *Esfuerzos*

En la fig 60 se muestran los esfuerzos cortantes y principales de tensión y compresión máximos en la sección central del muro, en función de un esfuerzo nominal definido como el cociente V/A_m, donde V es la fuerza cortante y A_m el área de la sección transversal del muro. Se aprecia que la grieta entre muro y marco hace crecer sensiblemente los esfuerzos mencionados y que la grieta diagonal aumenta aún más los esfuerzos de compresión (los esfuerzos de tensión y cortantes son nulos de acuerdo con el modelo adoptado para representar esta grieta). Los valores máximos de los esfuerzos cortantes son en general mayores que V/A_m. Para un estado dado de agrietamiento todos los esfuerzos en el centro del muro disminuyen al crecer el área del marco; la explicación es que el marco toma más fuerza cortante mientras mayor sea su rigidez con respecto a la del muro; esto se verificó examinando los esfuerzos en las columnas.

Lo anterior sugiere que puede obtenerse una mejor estimación de los esfuerzos cortantes considerando también las áreas de la columnas (sin transformarlas) al definir el esfuerzo nominal, es decir, expresándolos en función de $\tau^* = V/(A_m + 2A_c)$; esto se hizo en la fig 60 para los esfuerzos correspondientes a agrietamiento entre muro y marco, con y sin grieta diagonal, y se concluye que, cuando no hay grieta diagonal, los esfuerzos en el centro del muro se pueden calcular, prácticamente sin cometer errores, con las expresiones

$$\begin{aligned} \tau &= 1.6\,\tau^* \text{ (esfuerzo cortante)} \\ \sigma_I &= 0.7\,\tau^* \text{ (esfuerzo principal de tensión)} \\ \sigma_{II} &= 2.5\,\tau^* \text{ (esfuerzo principal de compresión)} \end{aligned} \qquad 5.1$$

Si hay grieta diagonal los esfuerzos de compresión se pueden estimar, en forma conservadora cuando λ es grande, como

$$\sigma_{II} = 4.5\,\tau^* \qquad 5.2$$

En la fig 61 se presentan los esfuerzos cortantes y normales en las columnas del marco; para adimensionalizarlos se han empleado lascantidades τ' y σ' definidas en la fig 57. Si una columna resistiera toda la fuerza cortante tendría un esfuerzo promedio igual a τ'. Se aprecia que cuando muro y marco están ligados completamente los esfuerzos cortantes son relativamente pequeños y van creciendo al aumentar λ, esto es, al crecer la rigidez de las columnas con respecto a la del marco. Cuando ocurre el agrietamiento entre muro y marco los esfuerzos cortantes alcanzan sus valores máximos y una de las columnas llega a tomar más de la mitad de la fuerza cortante total, a causa de la grieta que existe en la parte inferior de la unión entre muro y marco. El agrietamiento diagonal hace que parte del muro se vuelva a apoyar en el marco y que se reduzcan las fuerzas cortantes en las columnas.

Los esfuerzos de tensión σ_t y compresión σ_c en las columnas serían iguales a σ' si el momento de volteo fuese resistido exclusivamente por el par de fuerzas axiales que aparecen en ellas. Inicialmente σ_t y σ_c crecen junto con λ, porque aumenta la rigidez axial de las columnas y toman una mayor parte del momento de volteo. Cuando λ crece más, los esfuerzos en cuestión se mantienen más o menos constantes o disminuyen, debido a que las columnas van resistiendo por flexión parte del momento de volteo, esto es más notorio si el muro está agrietado diagonalmente porque aumentan las deformaciones laterales, y por tanto los momentos en las columnas. Existen casos en que σ_t es mayor que σ', lo que se explica porque el brazo del par es menor que la distancia entre columnas empleado para definir σ'.

De acuerdo con la fig 61 es aceptablemente conservador estimar los esfuerzos máximos en las columnas del marco como:

$$\tau_c = 0.60\ \tau' = 0.6\ V/A_c \tag{5.3}$$

$$\sigma_t = 1.05\ \sigma' = \frac{Vh'}{(0.95\,\ell)A_c}$$

$$\sigma_c = 0.95\ \sigma' = \frac{0.95\ Vh'}{\ell\ A_c}$$

5.3.2 Rigidez lateral

Cuando no hay grietas la rigidez lateral K del sistema se puede calcular como si fuese una columna ancha (fig 23), con la expresión

$$\frac{1}{K} = \frac{\ell^3}{3E_c I} + \frac{\ell}{G_m A_t} \qquad 5.4$$

donde el momento de inercia proviene exclusivamente de la rigidez axial de las columnas ($I = A_c \ell^2/2$) y el área de cortante es la suma de las áreas de muro y columnas ($A_t = A_m + 2A_c$, sin transformar A_c). Se cometen con esta expresión errores comprendidos entre 2 y 5 por ciento con respecto a los valores obtenidos con elementos finitos.

Para los casos en que existe agrietamiento entre muro y marco, con y sin grieta diagonal, se propone conservar todas las propiedades geométricas y físicas del marco y remplazar el muro por una diagonal con módulo de elasticidad $E_m = 2.6\ G_m$, de ancho tal que el sistema marco-diagonal tenga la rigidez lateral obtenida con elementos finitos. Como segunda alternativa se sugiere considerar que muro y marco siguen constituyendo, después del agrietamiento una columna ancha, de manera que para valuar la rigidez se sigue utilizando la expresión 5.4, pero en vez de A_t se considera un valor menor, para coincidir con los resultados del método de elementos finitos.

En la fig 62 se presentan los resultados correspondientes a agrietamiento entre muro y marco que permiten calcular la rigidez denominada k_o en los modelos trilineales estudiados en el capítulo anterior;

se observa que el área de cortante A_o crece al aumentar λ, debido a que la rigidez a cortante de las columnas del marco es cada vez más importante; por esta razón A_o varía más lentamente con λ cuando se expresa como fracción del área total de la sección transversal A_t que cuando se da como fracción del área del muro A_m.

También el ancho de la diagonal equivalente w_o, que en la fig 62 se da como fracción de la altura h del muro, crece junto con λ, lo que parece deberse a que la diagonal no restringe los giros de las esquinas del marco como lo hace el muro; esta restricción es más importante mientras mayores son las dimensiones de la sección transversal del marco.

Dado que en la forma en que se han expresado A_o y w_o varían de manera casi lineal con λ, se incluyen en la fig 62 las rectas definidas por:

$$\frac{A_o}{A_t} = 0.25 + 0.023\ \lambda \qquad 5.5$$

$$\frac{w_o}{h} = 0.35 + 0.022\ \lambda \qquad 5.6$$

Ambas ecuaciones producen errores menores de 5 por ciento con respecto a los valores calculados para los casos estudiados.

De acuerdo con lo conlcuido en el capítulo precedente, son de más interés los casos en que existe agrietamiento diagonal, además de grietas entre muro y marco, porque permiten calcular la rigidez secante k_1, que se propone emplear para el análisis sísmico de edificios. Los resultados para esos casos se presentan en la fig 63; se percibe que tanto el área de cortante equivalente A_1, como el ancho de la diagonal equivalente w_1, varían más suavemente con λ que A_o y w_o, correspondientes a cuando no hay grieta diagonal (fig 62).

Como era de esperarse A_1 y w_1 son menores que A_o y w_o, respectivamente, debido al mayor deterioro del muro.

También A_1 y w_1 cambian casi linealmente con λ, y se pueden calcular mediante las siguientes expresiones, que están representadas en la fig 63:

$$\frac{A_1}{A_t} = 0.15 + 0.019\,\lambda \tag{5.7}$$

$$\frac{w_1}{h} = 0.22 + 0.0085\,\lambda \tag{5.8}$$

Con la ec 5.7 se cometen errores menores que 5 por ciento en el intervalo de valores de λ estudiado; lo mismo puede decirse de la ec 5.8 salvo para valores bajos de λ en los que se yerra hasta en 10 por ciento.

Empleando resultados del método de elementos finitos se calcularon las relaciones k_1/k_o para los cuatro tableros cuadrados analizados, y se obtuvieron los valores 0.65, 0.64, 0.69 y 0.70; ninguno de ellos difiere en más de 4 por ciento de 0.67, que según los datos experimentales, corresponde a muros diafragma de piezas macizas (tabla 2).

5.4 *Tableros con relación de aspecto distinta de 1*

Para tableros con relaciones de aspecto iguales a 1.5 y 2.0 (fig 57) se obtuvieron los mismos resultados que para tableros cuadrados, los que se presentan, en forma adimensional, en las fig 64 a 67. Se ha procurado reproducir estos resultados con expresiones sencillas en las que aparezca como parámetro adicional la relación de aspecto ζ, con el propósito de poderlos interpolar y extrapolar a casos no estudiados.

5.4.1 Esfuerzos

En la fig 64 se presentan los esfuerzos cortantes τ y principales σ_I (tensión) y σ_{II} (compresión) en el centro del muro cuando solo existe agrietamiento entre muro y marco. Se percibe que la variación de ambos con λ es pequeña y que es adecuado estimarlos independientemente del valor de este parámetro. τ se puede calcular como 1.6 τ^*, tanto cuando ζ vale 1.5 como 2.0; esta estimación es la misma que se propuso para $\zeta = 1$ (ec 5.1).

Para σ_I se puede emplear la expresión

$$\sigma_I = (0.9-0.2\,\zeta)\tau^* \qquad 5.9$$

que si depende de ζ; de acuerdo con ella, σ_I/τ^* vale 0.6 para $\zeta = 1.5$ y 0.5 para $\zeta = 2$; solo para valores altos de λ se cometen errores perceptibles, del lado de la seguridad. La ec 5.9 incluye como caso particular a los tableros cuadrados, puesto que para $\zeta = 1$ coincide con la ec 5.1.

Para los esfuerzos de compresión, cuando existe agrietamiento diagonales aplicable la ec 5.2, aunque para valores altos de ζ es conservadora. Nótese nuevamente la independencia de ζ.

Los esfuerzos en las columnas del marco confinante se presentan en la fig 65. Los esfuerzos cortantes máximos se pueden estimar, de manera conservadora para valores bajos de λ, como $\tau_c = 0.55\ \tau'$ para $\zeta = 2.0$. Recordando que para tableros cuadrados $\tau_c = 0.6\ \tau'$ (ec 5.3) parece adecuado, por sencillez, emplear esta última aproximación independientemente de ζ.

Para calcular los esfuerzos máximos axiales, σ_t de tensión y σ_c de compresión, se pueden adoptar las expresiones:

$$\sigma_t = \frac{Vh'}{z\ell A_c} \qquad 5.10$$

$$\sigma_c = z\,\frac{Vh'}{\ell A_c}$$

con $z = 1.15 - 0.2\,\zeta \leq 1.0$

En la variación de z con ζ se refleja la disminución del brazo del par interno al crecer la relación de aspecto. También estas expresiones coinciden con las respuestas para tableros cuadrados (ec 5.3).

La expresión 5.4 es también aplicable para evaluar la rigidez lateral cuando $\zeta = 1.5$ y 2.0 y no existe grieta alguna en el sistema muro-marco. Los errores involucrados son menores que 4 por ciento.

Para agrietamiento entre muro y marco solamente, se muestran en la fig 66 las áreas de cortante A_o y ancho de diagonales w_o equivalentes. Se observa que, en la forma adimensional en que se han presentado, ambas cantidades varían en forma sensiblemente lineal con el parámetro λ; por ello A_o se puede calcular aproximadamente con:

$$\frac{A_o}{A_t} = 0.37 - 0.12\,\zeta + 0.023\,\lambda \qquad 5.11$$

Los errores máximos que se cometen no exceden de 5 por ciento.

Para w_o se puede emplear la ec 5.6, propuesta para $\zeta = 1.0$; los errores son menores que 4 por ciento, salvo para $\zeta = 1.5$ en que para valores de λ menores que 1.5 se yerra hasta en 10 por ciento. Procede notar que aunque w_o tenga un mismo valor para λ y h dados, independientemente de ζ, la diagonal equivalente sí es más rígida lateralmente cuando ζ aumenta, puesto que está más inclinada horizontalmente.

Los resultados para los casos en que existen grietas entre muro y marco y en la diagonal del muro se muestran en la fig 67. Otra vez, se percibe que tanto el área de cortante A_1 como el ancho de la diagonal w_1 equivalente, tienen variación prácticamente lineal co λ; para A_1 se propone:

$$\frac{A_1}{A_t} = 0.20 - 0.05\,\zeta + 0.019\,\lambda \tag{5.12}$$

Esta ecuación coincide con la ec 5.7 cuando $\zeta = 1.0$; los errores que implica su uso son menores que 5 por ciento.

Se puede calcular w_1 con:

$$\frac{w_1}{h} = 0.19 + 0.03\,\zeta + (\,0.0035 + 0.005\,\zeta)\lambda \tag{5.13}$$

expresión que también coincide en la propuesta para tableros cuadrados (ec 5.8).

Lo pequeño de los coeficientes de ζ y λ sugiere que un valor constante de w_1/h podría constituir una aproximación razonable. Si se usa $w_1/h = 0.28$ se obtienen para la rigidez lateral resultados que difieren en menos de 10 por ciento de los calculados con elementos finitos, salvo cuando $\zeta = 1.0$ y $\lambda = 0.90$, en que los errores son 23 y 16 por ciento respectivamente.

Toda las expresiones dadas para obtener áreas de cortante cuando existe agrietamiento indican que crecen con λ; se podrían obtener menos variaciones si se diera más peso al área de las columnas en A_t (definida por $2A_c + A_m$), ya que la rigidez lateral proveniente de las columnas es más importante en este estado que cuando hay agrietamiento, caso en el cual la variación con λ es imperceptible si se considera que el área de cortante es igual a A_t, para cualquier valor de ζ.

5.5 *Conclusiones y comentarios*

En este capítulo se han desarrollado expresiones sencillas para estimar esfuerzos y rigideces de muros de mampostería confinados por marcos de concreto y sujetos a carga lateral, para distintos niveles de agrietamiento. De los resultados se desprende que los momentos flexionantes son resistidos principalmente por las columnas, que trabajan como patines de una viga doble T, y las fuerzas cortantes por el muro y las columnas, siendo la participación de estas últimas más importante cuando aumenta el agrietamiento.

Las variables que tienen más influencia en el trabajo combinado de muro y marco se pueden tomar en cuenta mediante los parámetros adimensionales λ, que mide las rigideces relativas entre muro y marco, y ζ, relación de aspecto del sistema (fig 57). Aunque se han cubierto intervalos limitados de estos dos parámetros la mayoría de los casos prácticos caen dentro de ellos y es razonable extrapolar limitadamente ciertos resultados porque, en la mayoría de los casos, varían de manera sensiblemente lineal; así, se considera que las expresiones aquí deducidas son válidas para $0.75 \leq \zeta \leq 2.5$ y para $0.9 \leq \lambda \leq 11$, y difícilmente habrá casos prácticos que caigan fuera de estos límites.

Los resultados obtenidos son válidos no solo para muros de mampostería y marcos de concreto, sino para sistemas muro-marco de otros materiales, por ejemplo muros de concreto confinados por marcos de acero.

Este capítulo muestra la forma en que las conclusiones extraídas en los capítulos anteriores pueden emplearse para obtener resultados prácticos, incluyendo efectos no lineales, pero sin la necesidad de laboriosos y costosos análisis paso a paso. La idea de estudiar sistemas estructurales con estados prestablecidos de deterioro no es aplicable solamente a la mampostería y al agrietamiento, sino a otros materiales y otros tipos de falla. Por ejemplo, se pueden tratar así problemas de concreto reforzado incluyendo agrietamientos y fallas por compresión en el concreto y fluencia del refuerzo, con los criterios expuestos en el segundo capítulo de este trabajo.

6. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

En los capítulos precedentes se han presentado estudios analí ticos realizados mediante métodos numéricos, sobre muros de mampostería sujetos a carga lateral. En la primera parte se propone un modelo, orientado hacia el uso del método de elementos finitos, para representar el comportamiento de tableros de mampostería ante cargas laterales crecientes, incluyendo las no linealidades debidas al agrietamiento y a fallas de compresión de este material, y a fluencia en el acero de refuerzo. Las comparaciones de los resultados numéricos con información de pruebas de laboratorio, permiten concluir que el modelo reproduce de manera satisfactoria el comportamiento observado experimentalmente, ya sea que rijan las fallas de flexión o de cortante.

Las principales limitaciones del modelo propuesto son que no incluye algunos fenómenos importantes, como las fallas por adherencia en el refuerzo, y que requiere de tiempos de computadora que hacen prohibitivo su uso en sistemas complejos de varios tableros y en problemas dinámicos. La solución de estos problemas requiere de investigaciones experimentales y analíticas adicionales. Por estos motivos se sugiere que en el presente es más adecuado emplear este modelo, y otros similares, para estudiar estructuras con estados prefijados de falla ante cargas estáticas, aprovechando la capacidad del modelo para representar grietas, fallas en compresión y fluencias.

Para estudiar el comportamiento sísmico de muros de mampostería se ha recurrido a modelos de un grado de libertad, con fuerza restitutriz dada por curvas histeréticas trilineales, con degradación de rigidez y resistencia, cuyos parámetros se definieron con base en resultados experimentales. De los análisis se desprende que los parámetros más relevantes en el comportamiento sísmico son la rigidez secante k_1 y la medida Q* de la ductilidad y el deterioro definida en la fig 37; se obtienen relaciones sencillas, que dependen de Q*, para estimar la respuesta máxima inelástica, si se parte del análisis de un sistema elástico con la misma masa y con rigidez k_1. Otra conclusión interesante es que para sistemas con periodo inicial menor que 1 seg, las reducciones aplicables por comportamiento inelástico a las resistencias elásticas requeridas ante sismos en terreno blando son aproximadamente la raíz cuadrada de las correspondientes a terreno duro, aún para sistemas elastoplásticos sin deterioro.

Con la finalidad de obtener algunos resultados útiles para el diseño de estructuras con muros de mampostería, se efectuó un estudio paramétrico de muros de mampostería confinados por marcos de concreto, con distintos estados de agrietamiento, siguiendo la sugerencia hecha anteriormente. El examen de resultados permitió verificar los mecanismos del trabajo combinado de muro y marco, y obtener expresiones para determinar esfuerzos y rigideces laterales, suficientemente sencillas para su uso rutinario en diseño. Son de interés especial los resultados correspondientes a agrietamiento entre muro y marco y a lo largo de la diagonal del muro, porque permiten calcular la rigidez secante k_1. El procedimiento empleado en este capítulo puede seguirse para estudiar otros sistemas estructurales, formados por otros materiales, con situaciones de falla establecidas previamente.

7. RECONOCIMIENTO

Este trabajo se ha realizado en el Instituto de Ingeniería, bajo la dirección de Roberto Meli. A él, y a las autoridades del Instituto, se agradecen las facilidades y estímulo proporcionados.

Los miembros del jurado han contribuido valiosamente a la formación del autor concediéndole la oportunidad de colaborar con ellos en diversas ocasiones.

A quienes se dedica este trabajo se agradecen su paciencia y comprensión, y las enseñanzas cotidianas que han brindado durante años.

8. REFERENCIAS

1. Esteva, L, "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members", *Symposium on the Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements*, RILEM, México D F (sep 1966)

2. Meli, R y Salgado, G, "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", *Instituto de Ingeniería*, UNAM, 237 (sep 1969)

3. Meli, R y Reyes, A, "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Ingeniería*, 41, 3, México D F (jul 1971)

4. Meli, R, "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Instituto de Ingeniería*, UNAM, 352 (abr 1975)

5. Williams, D "Seismic behaviour of reinforce masonry shear walls", Tesis Doctoral, *University of Canterbury*, Nueva Zelandia (1971)

6. Fiorato, A E, Sozen, M A y Gamble, W L, "An investigation of the interaction of reinforced concrete panels with masonry filler walls", *University of Illinois, Civil Engineering Studies*, Structural Research Series 370, Urbana (nov 1970)

7. Klingner, R E y Bertero, V V, "Infilled frames in earthquake-resistant construction", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 76-32,

Berkeley (1976)

8. Mayes, R L, Omote, Y y Clough, R W, "Cyclic shear tests on masonry piers, Vol I, tests results", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 76-8, Berkeley (1976)

9. Hidalgo, P A, Mayes, R L, Mc Niven, H D y Clough, R W, "Cyclic loading tests of masonry single piers, Vol 1-height to width ratio of 2", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, UCB/EERC 78-27, Berkeley (1978)

10. Chen, W J, Hidalgo P A, Mayes, R L, Clough, R W y Mc Niven, H D, "Cyclic loading test of masonry single piers Vol 2-height to width ratio of 1", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, UCB/EERC 78-28, Berkeley (1978)

11. Hidalgo, P A, Mayes, R L, Mc Niven, D H y Clough, R W "Cyclic loading test of masonry single piers Vol 3-height to width ratio of 0.5" *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, UCB/EERC 79-13 Berkeley (1979)

12. Zienkiewicz, O C, *The Finite Element Method in Engineering Science*, Mc Graw Hill Book Co, Londres (1971)

13. Kupfer, H, Hildsdor, H K y Rüsch, H, "Behavior of

concrete under biaxial stresses", *Journal ACI*, 66, 8 (ago 1969)

14. Timoshenko, S y Goodier, J N, *Theory of Elasticity*, Mc Graw Hill Book Co, Nueva York (1951)

15. Zienkiewicz, O C, Valliapan, S y King, I P, "Stress analysis of rock as a no-tension material", *Geotechnique*, 18 (1968)

16. Stafford Smith, B, Carter, C y Choudhury, J R, "The diagonal tensile strength of brickwork", *The Structural Engineer*, 48,4 (jun 1970)

17. Mayes, R L y Clough, R W, "A literature survey compressive, tensile bond an shear strength of masonry", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 75-15, Berkeley (1975)

18. Johnson, F, y Thompson, N, "The development of diametral testing procedures to provide a measure of strength characteristics of masonry assemblages", *Proc, International Conference on Masonry Structural Systems*, Austin, Texas (nov 1967)

19. Hildsdorf, H K, "Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression", Procs, *International Conference of Masonry Structural Systems*, Austin, Texas (nov 1967)

20. Stanton, J F y Mc Niven, H D, "The development of a mathematical model to predict the flexural response of concrete beams to cyclic loads, using systems identification", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, UCB/EERC 79-02, Berkeley (1979)

21. Yuzugullu, O y Schnobrich, W C, "Finite element approach for the prediction of inelastic behavior of shear wall-frame systems", *Universidad de Illinois*, Urbana (may 1972)

22. Cervenka, V, "Inelastic finite element analysis of reinforced concrete panels under in-plane loads", Tesis Doctoral, *Universidad de Colorado*, Boulder (1970)

23. Phyllips, D V y Zienkiewicz, O C, "Finite element nonlinear analysis of concrete structures", *Procs, Institution of Civil Engineers*, Parte 2, 61 (mar 1976)

24. Cedolín, L, "Nonlinear analysis of reinforced concrete plate and planar structures", General report, *IASS Symposium*, Darmstadt (jul 1978)

25. Priestly, M J N y Bridgeman, D O, "Seismic resistance of brick masonry walls", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 7, 4 (dic 1974)

26. Jennings, P C, "Response of simple yielding structures to earthquake excitation", Tesis Doctoral, *Instituto Tecnológico de California*, Pasadena (1963)

27. Veletsos, A S "Maximum deformations of certain non-linear systems", *Procs, IV World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Sesión A4, Santiago de Chile (1969)

28. Bazán, E y Rosenblueth, E, "Seismic response of one-story X-braced frames", Technical Note, *Journal of the Structural Division, Procs* ASCE, 100, ST2 (feb 1974)

29. Anagnostopoulos, S A, "Non-linear dynamic response and ductility requirements of building structures subject to earthquakes", Tesis Doctoral, *Departamento de Ingeniería Civil, Instituto tecnológico de Massachusets*, 72, 17, Cambridge (sep 1979)

30. "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras", Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, 400 (jul 1977)

31. Applied Technology Council, "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", *National Science Foundation*, 78, 8, Washington (1978)

32. Iwan, W D y Gates, N G, "The effective period and damping of a class of hysteretic structures", *Earthquake*

Engineering and Structural Dynamics, 7,3 (may-jun 1979)

33. Newmark, N M, "A method of computation for structural dynamics", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, *Procs* ASCE, 85, EM3 (jul 1959)

34. Bathe, K J y Wilson, E L, *Numerical methods in finite element analysis*, Prentice Hall Inc, Nueva Jersey (1976)

35. Hilber, H M, "Analysis and design of numerical integration methods in structural dynamics", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de Califronia*, EERC 76-79, Berkeley (1976)

36. Hernández, O "Diseño de muros de concreto con falla por cortante", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM* (abr 1980)

37. "Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes", *Construction Industry Research and Information Asociation*, 63, Londres (jul 1977)

38. Esteva L, Conferencia no publicada, Colegio de Ingenieros Civiles de México, 1979

39. Benjamin, J R y Williams, H A, "The behavior of one-story brick shear walls", *Journal of the Structural Division*, *Procs*, ASCE, 84, ST4 (jul 1958)

40. Poliakov, S V, "On the interaction between masonry

filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall", Translations in Earthquake Engineering, *Earthquake Engineering Research Institute*, San Francisco (1960)

41. Esteva, L "Estudios teóricos y experimentales para el diseño sísmico de edificios con muros rigidizantes de mampostería", *Memorias, I Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara (nov 1965)

42. Bathe, K J, Wilson, E L y Peterson, F E, "SAP IV: A structural analysis program for static and dynamic response of linear systems", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 73-11, Berkeley (1973)

43. Holmes, M "Steel frames with bricwork and concrete infilling", *Procs, Institution of Civil Engineers*, 19 (1961)

44. Stafford Smith, B, "Lateral stiffness of infilled frames", *Journal of the Structural Division, Procs*, ASCE, 88, ST 6 (dic 1972)

45. Stetson, M, "Finite element study of the elastic behavior of plane frames with filler walls", Tesis Doctoral, *Universidad de Illinois*, Urbana (jul 1971)

46. Riddintong, J R y Stafford Smith, B, "Analysis of

infilled frames subjected to racking with desing recommendations", *The Structural Engineer*, 5, 6 (jun 1977)

47. King, G J W y Paudey, P C, "The analysis of infilled frames using finite elements", *Procs, Institution of Civil Engineers*, Parte 2, 65 (dic 1978)

48. Mc Leod, I A, "Lateral stiffnes of shear walls with openings", publicado en *Tall Buildings* (Eds A Coull y B Stafford Smith), Pergamon Press Ltd, Londres (1967)

49. Braga, L "Comparative study of shear walls with openings by the finite element method and as a frame structure", *Proc, Regional Conference on Tall Buildings*, Madrid (sep 1973)

50. Wilson, E L y Dovey, H H, "Three dimensional analysis of building systems-TABS", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California*, EERC 72-8, Berkeley (dic 1972)

51. Bazán, E, "Análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes", *IMCYC*, 41, 91, México (mar-abr 1978)

52. Axley, J W y Bertero, V V, "Infill panels: their influence on seismic response of building", *Earthquake Engineering Research Center, Universidad de Califronia*, UCB/EERC 79 28, Berkeley (1979)

TABLA 1. RESULTADOS DEL ANALISIS DE MURETES CUADRADOS SOMETIDOS A COMPRESION DIAGONAL

G_m/E_m	ν_m	$\frac{\sigma_{máx}}{P/(\sqrt{2}Lt)}$	$\frac{\sigma_{mín}}{P/(\sqrt{2}Lt)}$	$\frac{\varepsilon_t^*}{\varepsilon_c^*}$	$\frac{G_m}{G_m^*}$
0.1	0.25	0.956	1.52	0.840	1.22
0.2	0.25	0.792	1.85	0.647	1.29
0.3	0.15	0.707	2.03	0.474	1.32
0.3	0.25	0.696	2.06	0.498	1.33
0.3	0.35	0.679	2.10	0.523	1.33
0.4	0.25	0.628	2.21	0.379	1.34

TABLA 2. VALORES PROPUESTOS PARA LOS PARAMETROS QUE DEFINEN LOS MODELOS HISTERETICOS TRILINEALES A PARTIR DE RESULTADOS EXPERIMENTALES (adaptada de la ref 4)

Caso	Estructuración	Carga vertical	Tipo de falla	β	$\frac{\alpha_1}{\beta}$	$\frac{\alpha_2}{\beta}$	Q*	$\frac{k_1}{K_o}$	V_h/V_m		A_h/A_m	
									1	2	1	2
1	castillos	sí * - no	flexión	0.6	2.5	10.0	4.0	0.67	1.00	0.90	0.85	0.70
2	refuerzo interior muro diafragma piezas macizas	sí - no no	flexión	0.6	2.5	7.0	2.8	0.67	1.00	0.80	0.80	0.50
3	castillos muro diafragma piezas huecas	sí - no sí	cortante	0.6	3.0	6.0	2.0	0.56	0.90	0.70	0.70	0.40
4	refuerzo interior piezas huecas	sí - no	cortante	0.6	3.0	4.5	1.5	0.56	0.80	0.40	0.40	0.15

* Las cargas verticales no exceden el 30% de la capacidad del muro a compresión; los parámetros en estos casos son ligeramente conservadores.

Los parámetros se definen en las fig 37 y 38

TABLA 3. TEMBLORES EMPLEADOS EN EL ANALISIS DINAMICO

	Temblor	Fecha	Componente	Acel. Máx. (cm/seg^2)
Terreno duro	El Centro	18/ 5/1940	N-S	342
	Acapulco	9/12/1965	N-S	228
	Managua	23/12/1972	E-O	365
Terreno blando	Edif. M. González	6/ 7/1964	N-S	28.3
	Edif. Atizapán	2/ 8/1968	E-O	40.0
	SAHOP	14/ 3/1979	N-S	33.1

TABLA 4. RELACIONES ENTRE RESISTENCIAS INELASTICAS Y ELASTICAS REQUERIDAS PARA MODELOS TRILINEALES

CASO 1 (fig 39)

	Periodo (seg)		V_m/V_o			V_m/V_1		
	T_o	T_1	m	σ	v	m	σ	v
Temblores en terreno duro	0.10	0.12	0.48	0.20	0.42	0.45	0.15	0.33
	0.20	0.24	0.43	0.12	0.27	0.40	0.02	0.05
	0.40	0.48	0.33	0.14	0.43	0.30	0.07	0.23
	0.60	0.72	0.22	0.03	0.13	0.27	0.04	0.13
	0.80	0.96	0.18	0.03	0.16	0.23	0.03	0.14
Temblores en terrenc blando	0.10	0.12	0.92	0.03	0.03	0.91	0.02	0.03
	0.20	0.24	0.85	0.09	0.10	0.81	0.06	0.07
	0.40	0.48	0.73	0.06	0.08	0.66	0.14	0.21
	0.60	0.72	0.60	0.13	0.22	0.56	0.07	0.12
	0.80	0.96	0.50	0.17	0.35	0.50	0.12	0.25

CASO 2 (fig 40)

	Periodo (seg)		V_m/V_o			V_m/V_1		
	T_o	T_1	m	σ	v	m	σ	v
Temblores en terreno duro	0.10	0.12	0.57	0.23	0.41	0.53	0.15	0.28
	0.20	0.24	0.45	0.09	0.19	0.41	0.06	0.15
	0.40	0.49	0.43	0.06	0.13	0.40	0.03	0.08
	0.60	0.73	0.27	0.06	0.22	0.35	0.09	0.26
	0.80	0.98	0.25	0.05	0.20	0.33	0.03	0.17
Temblores en terreno blando	0.10	0.12	0.93	0.04	0.04	0.92	0.04	0.04
	0.20	0.24	0.88	0.10	0.11	0.84	0.08	0.09
	0.40	0.49	0.78	0.04	0.05	0.69	0.13	0.19
	0.60	0.73	0.66	0.14	0.21	0.62	0.04	0.07
	0.80	0.98	0.55	0.14	0.25	0.57	0.11	0.20

m = valor medio, σ = desviación estándar, v = coeficiente de variación

TABLA 4. (CONTINUACION)

CASO 3 (fig 41)

	Periodo (seg)		V_m/V_o			V_m/V_1		
	T_o	T_1	m	σ	v	m	σ	v
Temblores en terreno duro	0.10	0.14	0.63	0.20	0.32	0.55	0.03	0.06
	0.20	0.28	0.53	0.12	0.22	0.49	0.02	0.04
	0.40	0.55	0.47	0.13	0.27	0.45	0.03	0.06
	0.60	0.83	0.30	0.05	0.17	0.43	0.10	0.22
	0.80	1.10	0.27	0.06	0.22	0.51	0.08	0.15
Temblores en terreno blando	0.10	0.14	0.98	0.03	0.03	0.95	0.04	0.04
	0.20	0.28	0.95	0.09	0.09	0.87	0.03	0.03
	0.40	0.55	0.87	0.03	0.03	0.71	0.09	0.13
	0.60	0.83	0.77	0.14	0.19	0.62	0.19	0.31
	0.80	1.10	0.63	0.15	0.24	0.63	0.05	0.08

CASO 4 (Fig 42)

	Periodo (seg)		V_m/V_o			V_m/V_1		
	T_o	T_1	m	σ	v	m	σ	v
Temblores en terreno duro	0.10	0.13	0.78	0.25	0.31	0.68	0.02	0.03
	0.20	0.27	0.68	0.13	0.18	0.61	0.04	0.07
	0.40	0.54	0.62	0.18	0.28	0.56	0.04	0.07
	0.60	0.80	0.40	0.05	0.13	0.62	0.04	0.06
	0.80	1.07	0.38	0.03	0.08	0.67	0.21	0.31
Temblores en terreno blando	0.10	0.13	1.05	0.04	0.04	1.02	0.04	0.04
	0.20	0.27	1.06	0.07	0.07	0.97	0.01	0.01
	0.40	0.54	0.99	0.03	0.03	0.82	0.07	0.08
	0.60	0.80	0.88	0.11	0.13	0.72	0.15	0.21
	0.80	1.07	0.73	0.12	0.19	0.74	0.11	0.14

m= valor medio, σ = desviación estandar, v = coeficiente de variación

TABLA 5. RELACIONES ENTRE RESISTENCIA REQUERIDAS INELASTICAS Y ELASTICAS PARA MODELOS ELASTOPLASTICOS SIN DEGRADACION (fig 35a)

	Q	4			6		
	Periodo (seg) T_o	V_y/V_o			V_y/V_o		
		m	σ	v	m	σ	v
Temblores en terreno duro	0.10	0.43	0.16	0.37	0.37	0.15	0.42
	0.20	0.38	0.08	0.20	0.33	0.08	0.23
	0.40	0.35	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00
	0.60	0.23	0.06	0.25	0.20	0.05	0.25
	0.80	0.25	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
	1.00	0.23	0.10	0.45	0.17	0.08	0.46
Temblores en terreno blando	0.10	0.90	0.05	0.06	0.85	0.00	0.00
	0.20	0.77	0.03	0.04	0.73	0.06	0.08
	0.40	0.63	0.10	0.16	0.57	0.13	0.22
	0.60	0.50	0.05	0.10	0.42	0.10	0.25
	0.80	0.42	0.13	0.30	0.35	0.13	0.35
	1.00	0.43	0.16	0.37	0.37	0.10	0.28

Q = factor de ductilidad

m = valor medio, σ = desviación estándar, v = coeficiente de variación

TABLA 6. PROPIEDADES DE LOS CASOS ANALIZADOS

Relación de aspecto ζ	Sección del marco (cm x cm)	$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$
1.0	15 x 15	1.37
	20 x 20	2.48
	30 x 30	5.78
	40 x 40	10.67
1.5	15 x 15	0.90
	20 x 20	1.61
	30 x 30	3.71
	40 x 40	6.76
2.0	20 x 20	1.20
	30 x 30	2.74
	40 x 40	4.95

APENDICE Fuerzas de transferencia

Para calcular las fuerzas de transferencia se puede seguir el siguiente razonamiento: antes de agrietarse el elemento tiene leyes constitutivas que se expresan mediante una matriz $\underline{D}$ y dan lugar a una matriz de rigideces $\underline{K}$, con el procedimiento expuesto en la ref 12. Las fuerzas nodales que este elemento puede resistir cuando sus nudos tienen unos desplazamientos $\underline{U}$ son $\underline{F} = \underline{K}\ \underline{U}$. El agrietamiento del elemento se representa mediante una ley constitutiva diferente, esto es con otra matriz $\underline{D}^*$, con la cual se calcula una nueva matriz de rigideces $\underline{K}^*$. Para los mismos desplazamientos $\underline{U}$ el elemento soporta ahora solamente unas fuerzas nodales $\underline{F}^* = \underline{K}^*\underline{U}$, la diferencia $\underline{T} = \underline{F} - \underline{F}^*$ son las fuerzas de transferencia, es decir:

$$\underline{T} = (\underline{K} - \underline{K}^*)\ \underline{U} \qquad \text{A.1}$$

A la misma expresión se llega si se parte de la ec 3.2; en efecto $\tilde{\sigma}$ es igual a

$$\underline{\tilde{\sigma}} = \underline{\sigma} - \underline{\sigma}^* = \underline{D}^*\ \underline{B}\ \underline{U}$$

por tanto

$$\underline{T} = \int_{vol} B^T\ \tilde{\sigma} dvol = \left(\int_{vol} B^T\ \underline{D}\ \underline{B}\ dvol - \int_{vol} B^T\ \underline{D}^*\ \underline{B}\ dvol \right)\ \underline{U}$$

que es nuevamente A.1.

Según el criterio adoptado para fluencia de un material, esta ocurre cuando un esfuerzo principal σ_p excede al de fluencia σ_y ; y no se transfiere σ_p completamente sino:

$$\sigma_p - \sigma_y = \sigma_p \left(1 - \frac{\sigma_y}{p}\right)$$

Esto es, las fuerzas de transferencia son las de un agrietamiento, pero reducidas por el factor $\left(1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_p} \right)$. En términos de la relación $\phi = \frac{\sigma_p}{\sigma_y}$ dicho factor se escribe $(\phi - 1) / \phi$.

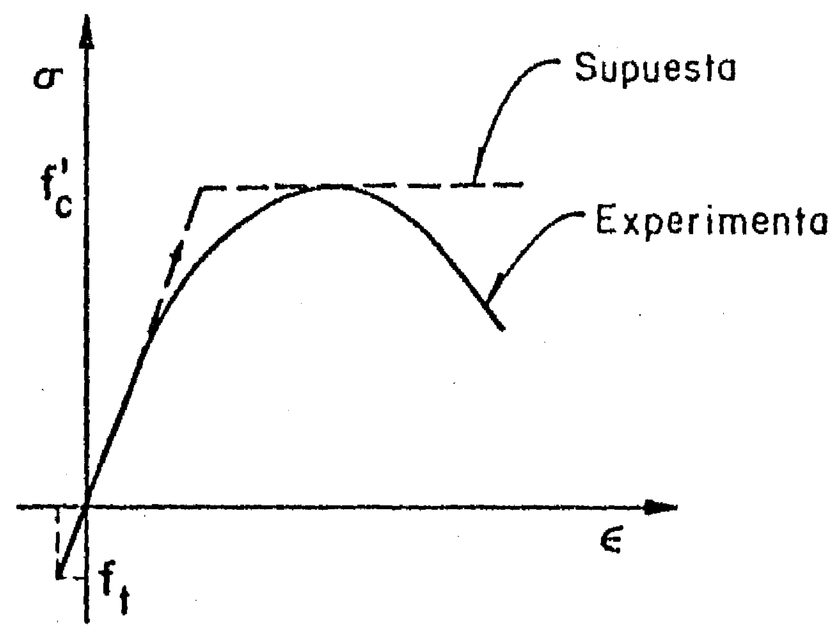


Fig 1. Curva esfuerzo – deformación uniaxial del concreto

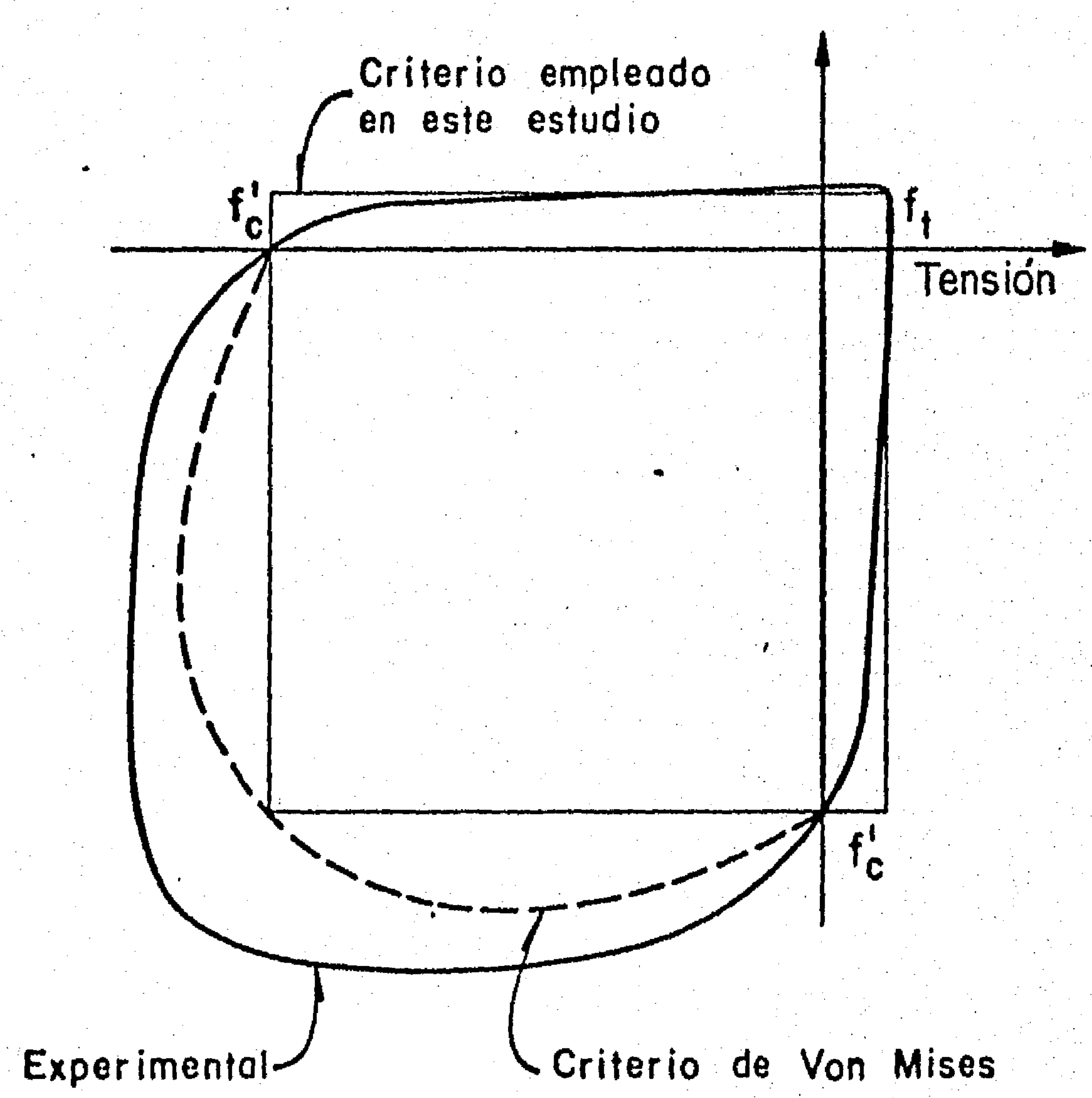


Fig 2. Resistencia del concreto ante estados biaxiales de esfuerzos (ref 13)

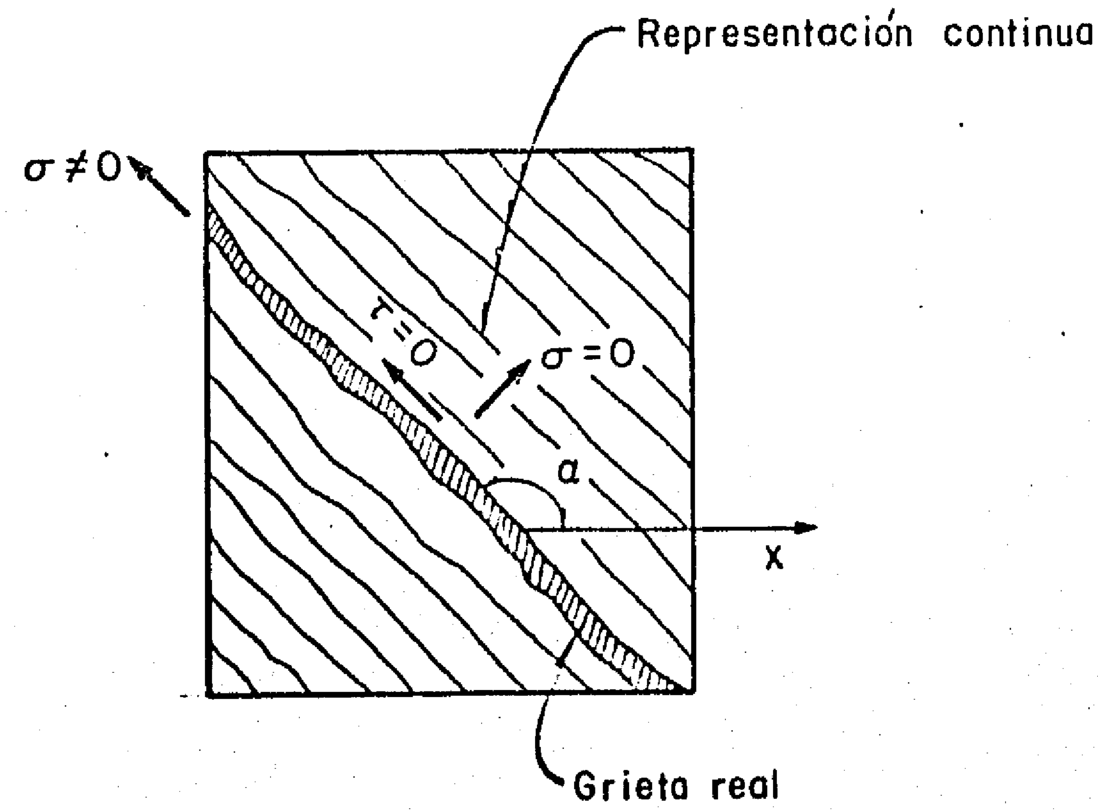
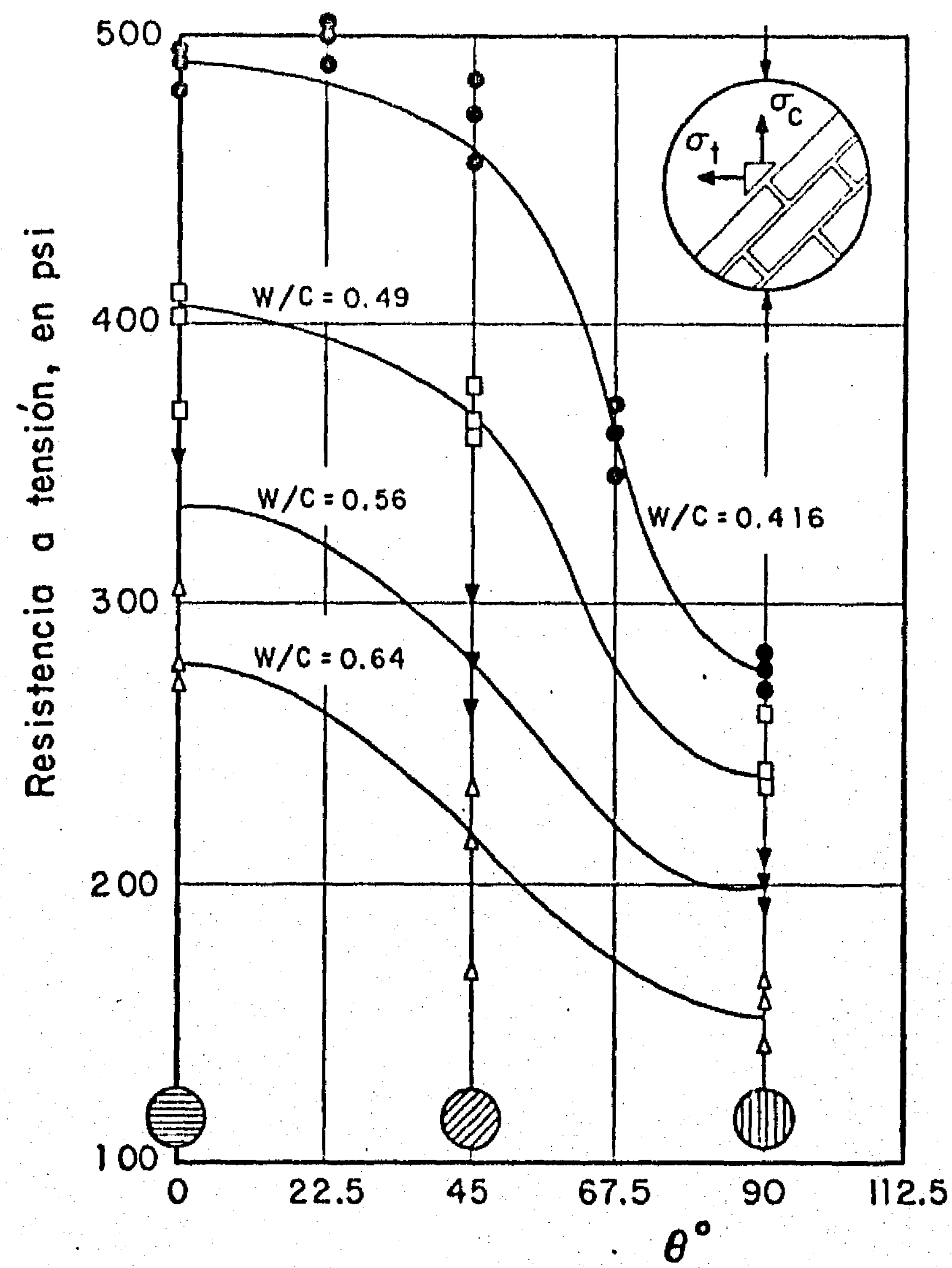


Fig 3. Representación de un material agrietado



W/C = Relación agua concreto

Fig 4. Variación de la resistencia a tensión de discos de mampostería con la dirección de los esfuerzos (ref 18)

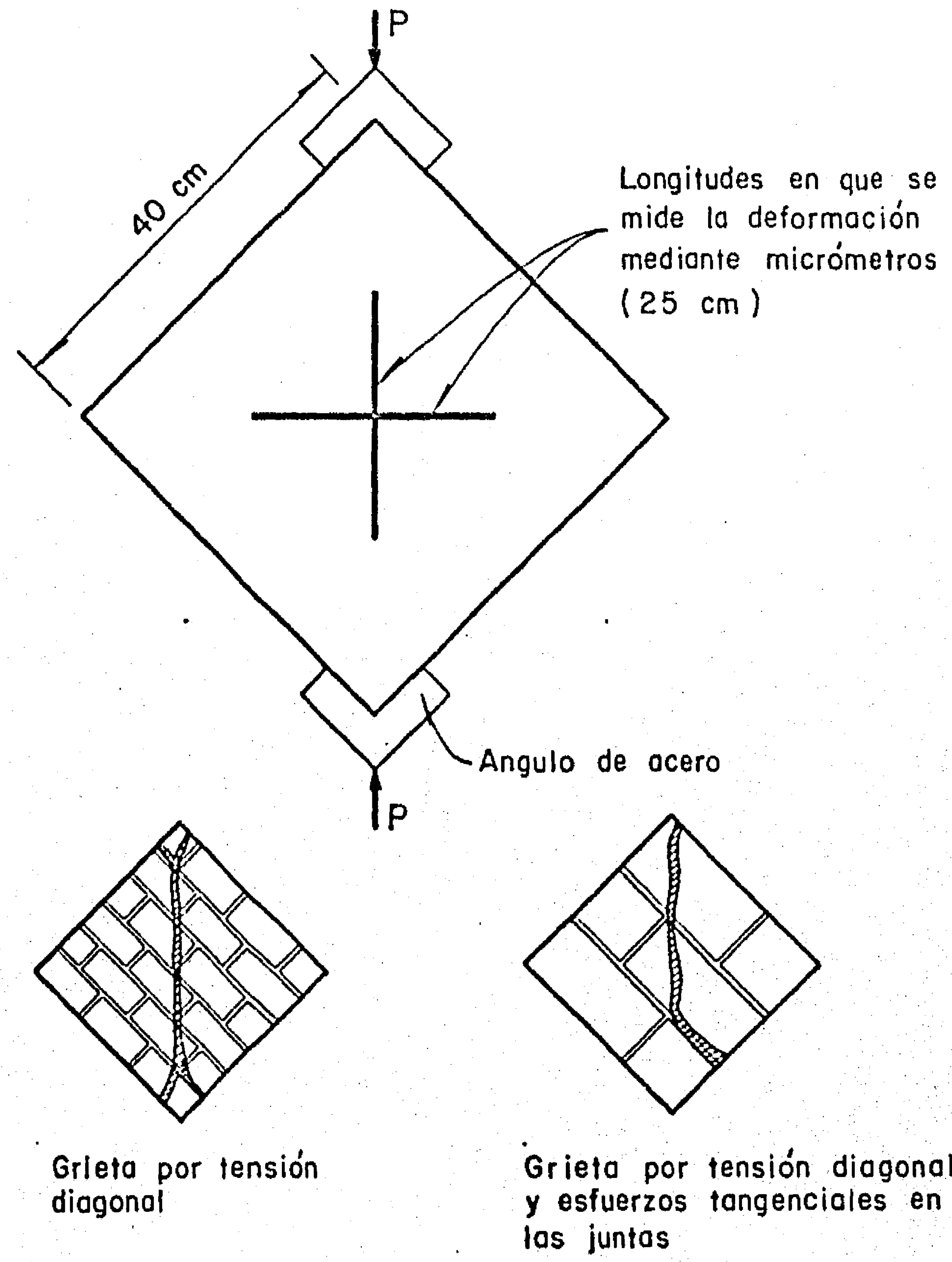


Fig 5. Ensaye de muretes a compresión diagonal (ref 3)

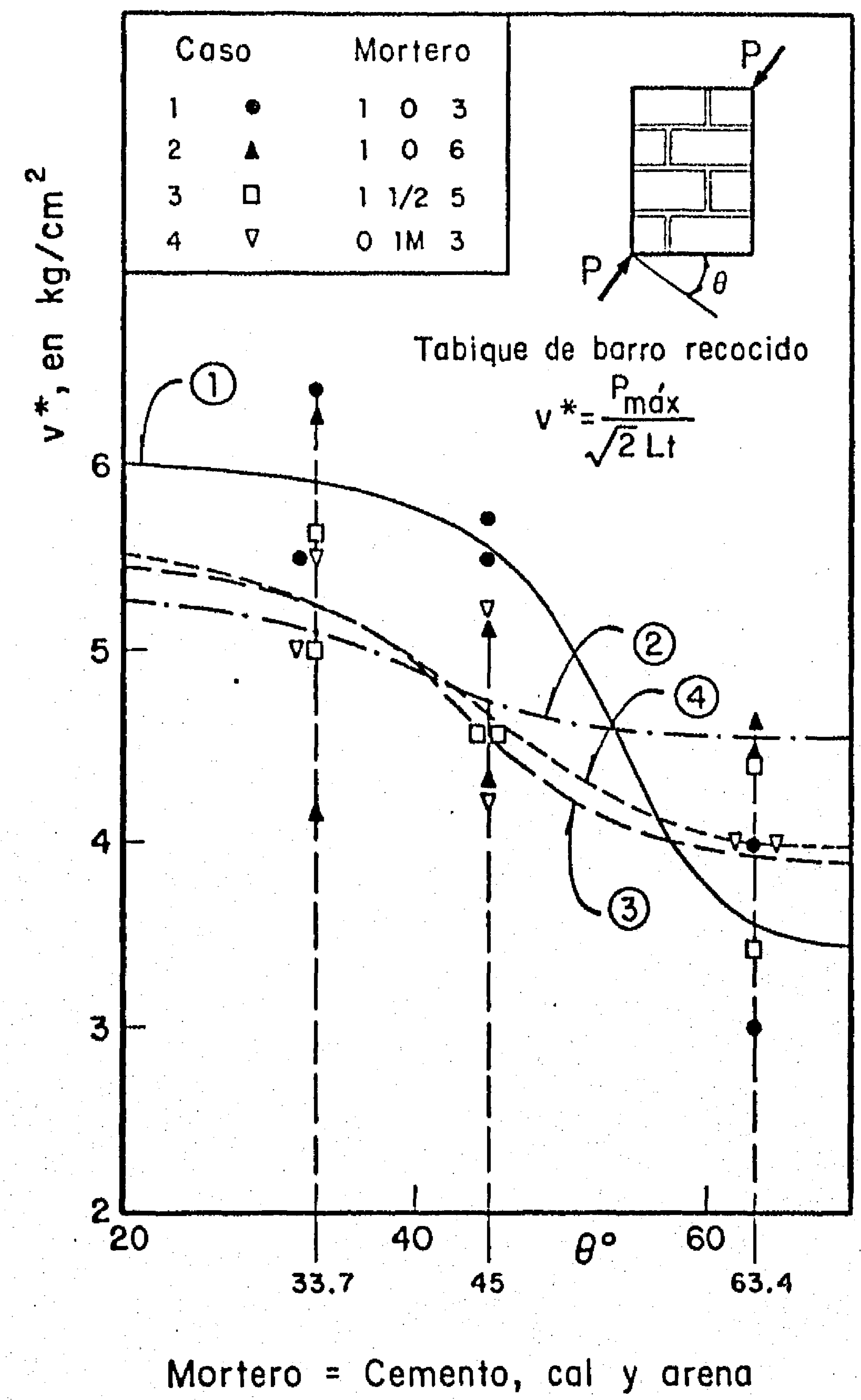
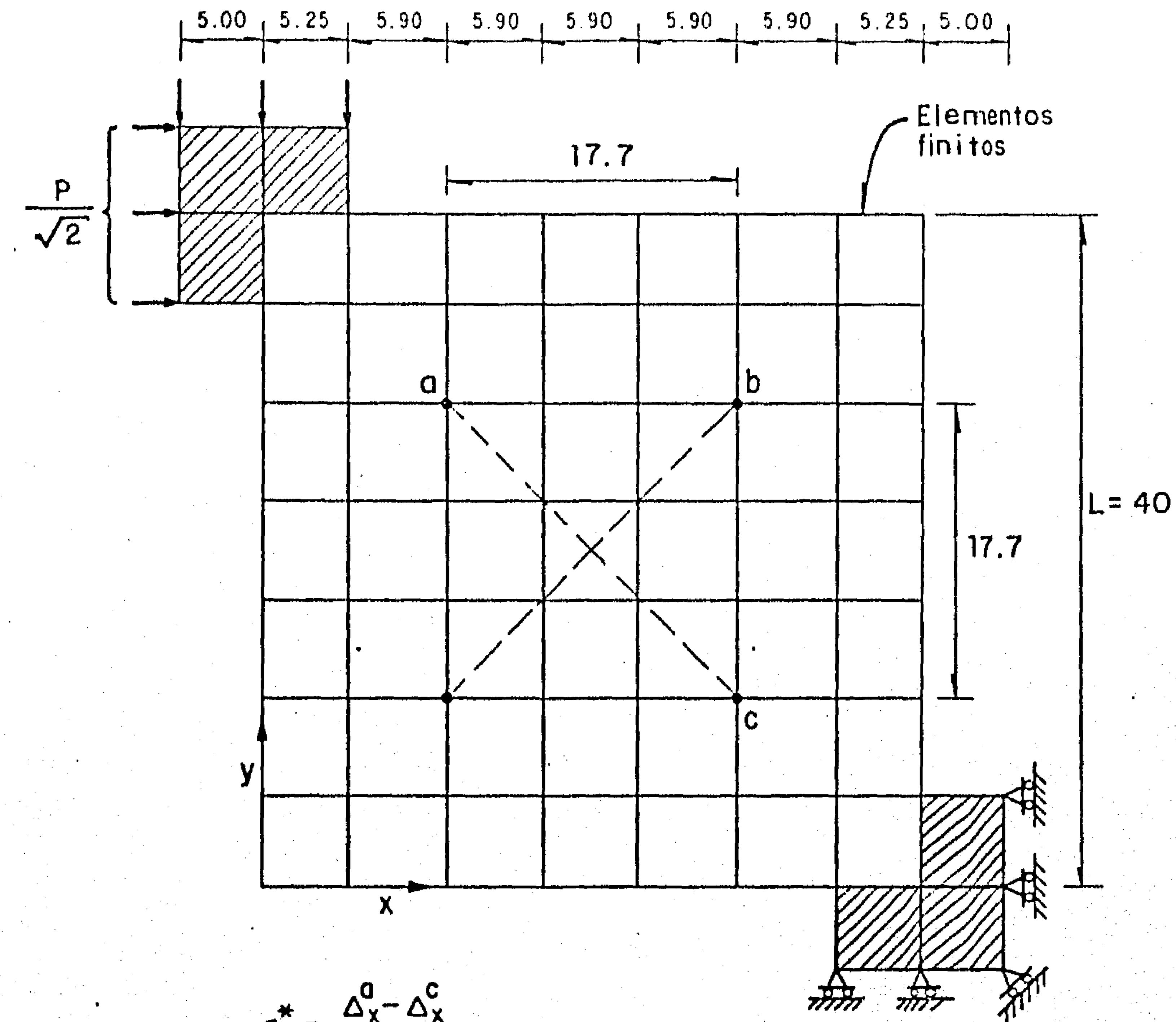


Fig 6. Variación de la resistencia a tensión diagonal en muretes (ref 3)



$$\epsilon_c^* = \frac{\Delta_x^a - \Delta_x^c}{17.7}$$

$$\epsilon_t^* = \frac{\Delta_x^b + \Delta_y^b}{17.7}$$

$\gamma^* = \epsilon_c^* + \epsilon_t^*$ = deformación angular promedio

$\tau^* = P/(\sqrt{2}\,Lt)$ = esfuerzo cortante promedio

$G^* = \tau^*/\gamma^*$ = módulo de cortante promedio

Espesor = t

Acotaciones, en cm

Fig 7. Análisis con elementos finitos del murete de la fig 5

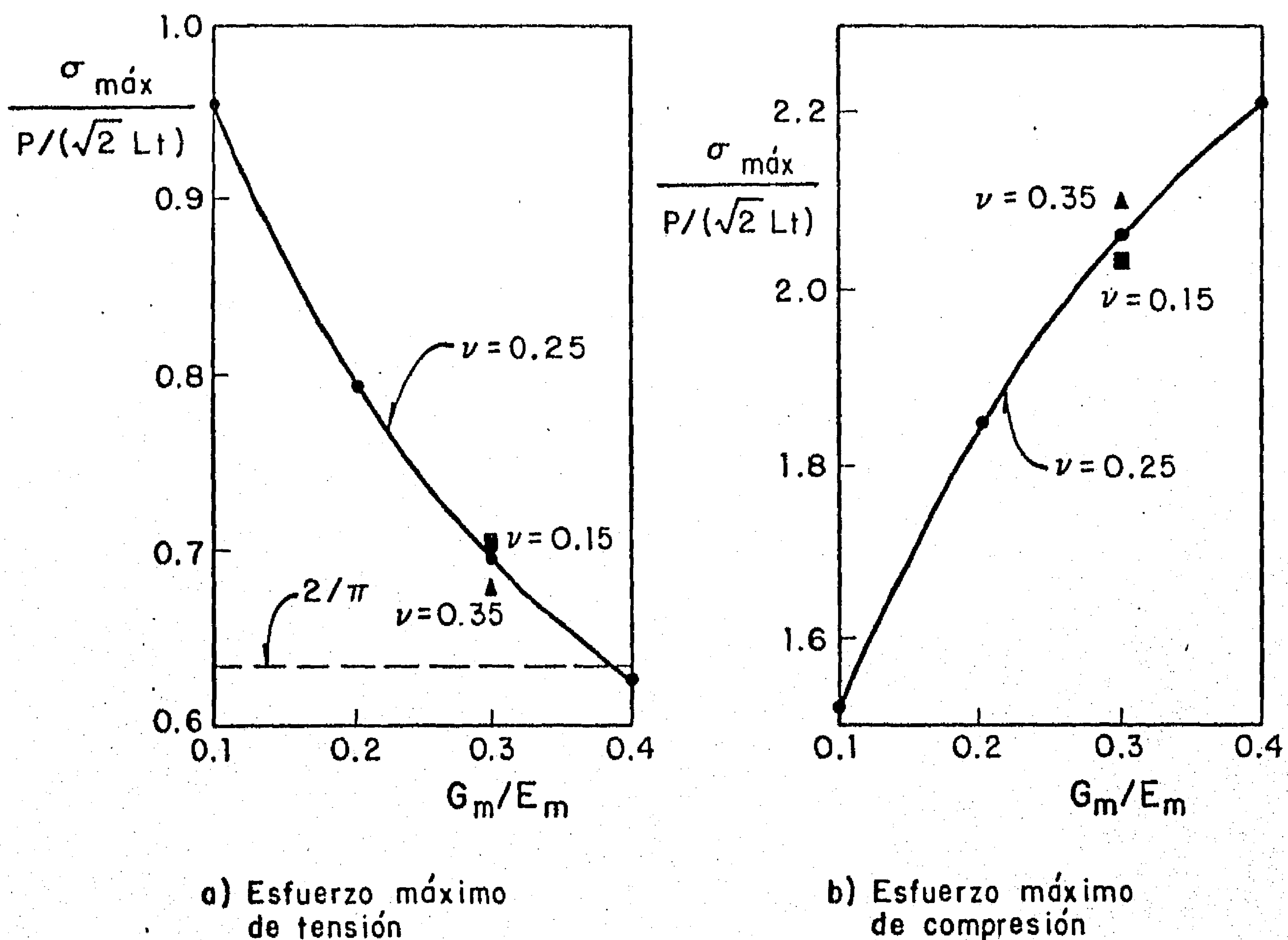


Fig 8. Efecto de la relación G_m/E_m en los esfuerzos principales en un murete a compresión diagonal

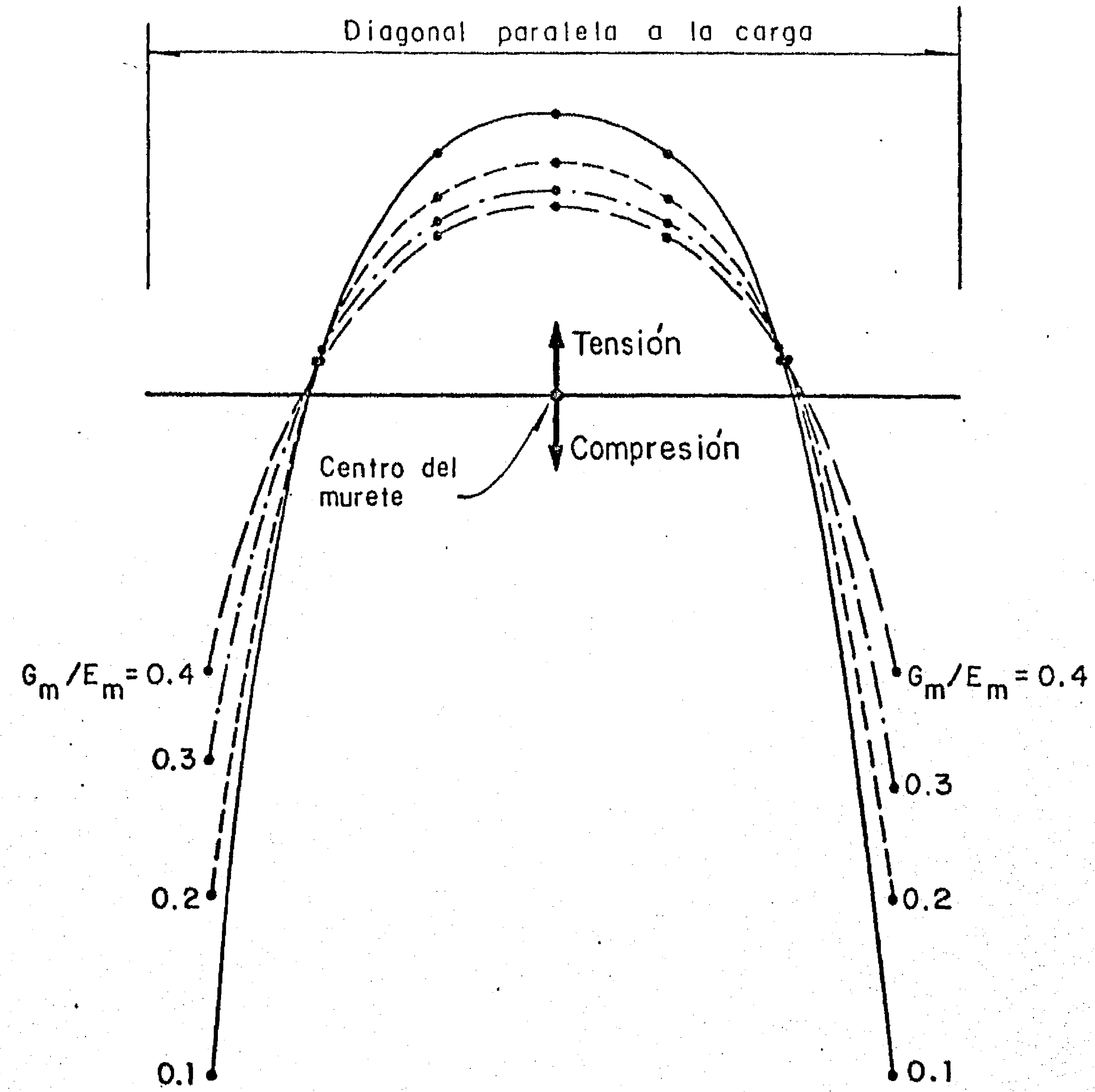


Fig 9. Esfuerzos a lo largo de la diagonal paralela a la carga en un murete a compresión diagonal (ref 7)

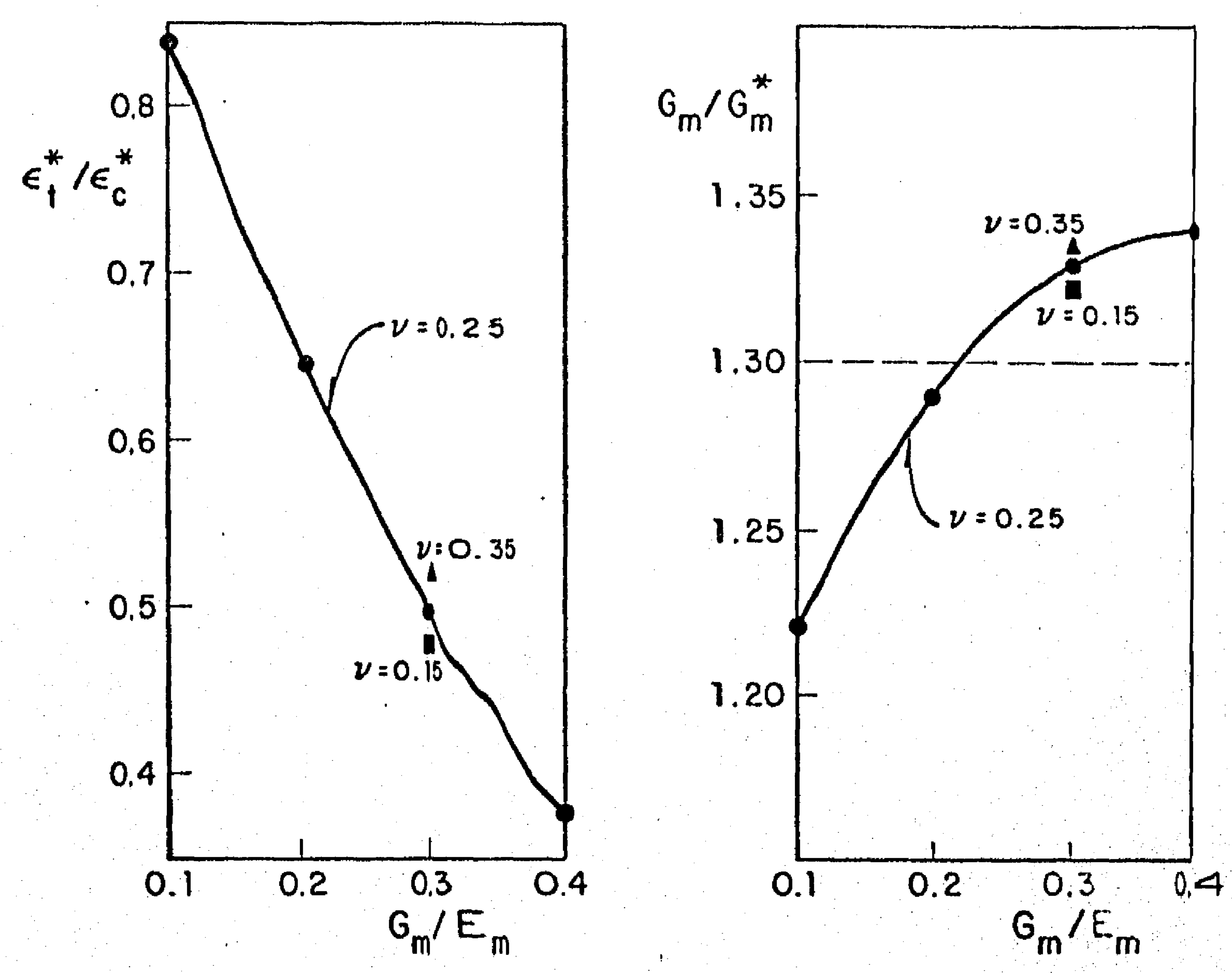


Fig 10. Variación de las relaciones $\epsilon_t^*/\epsilon_c^*$ y de G_m/G_m^* (fig 7) con G_m/E_m

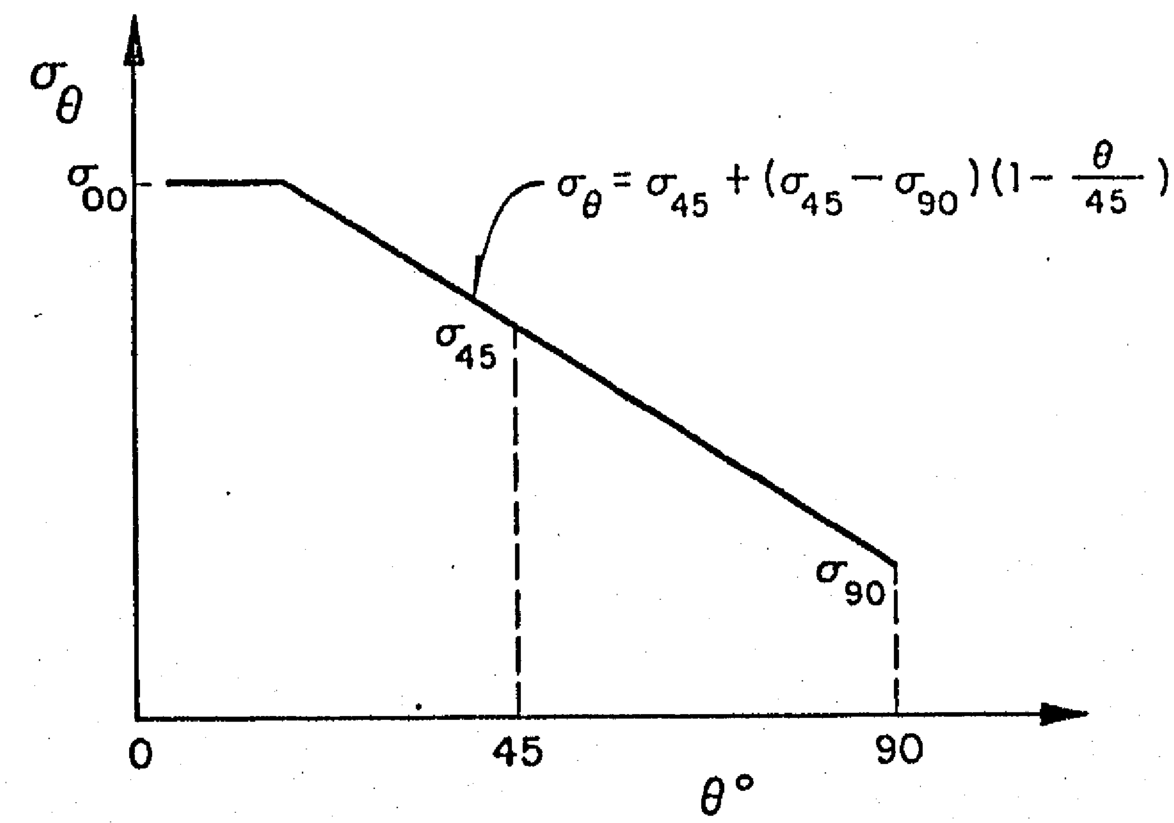


Fig 11. Variación de la resistencia a tensión de la mampostería idealizada como dos tramos rectos

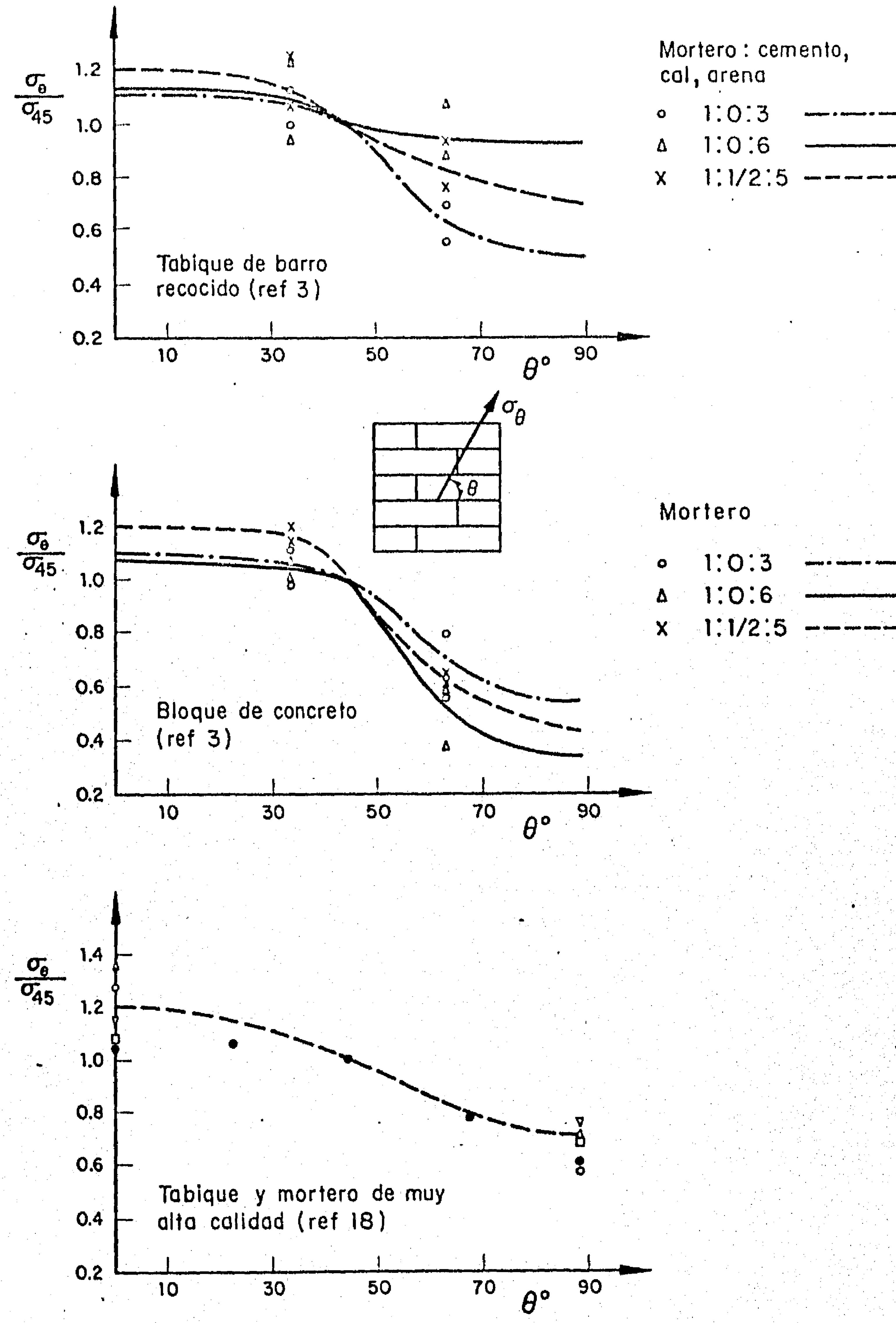


Fig 12. Variación de la resistencia a tensión de distintos tipos de mampostería

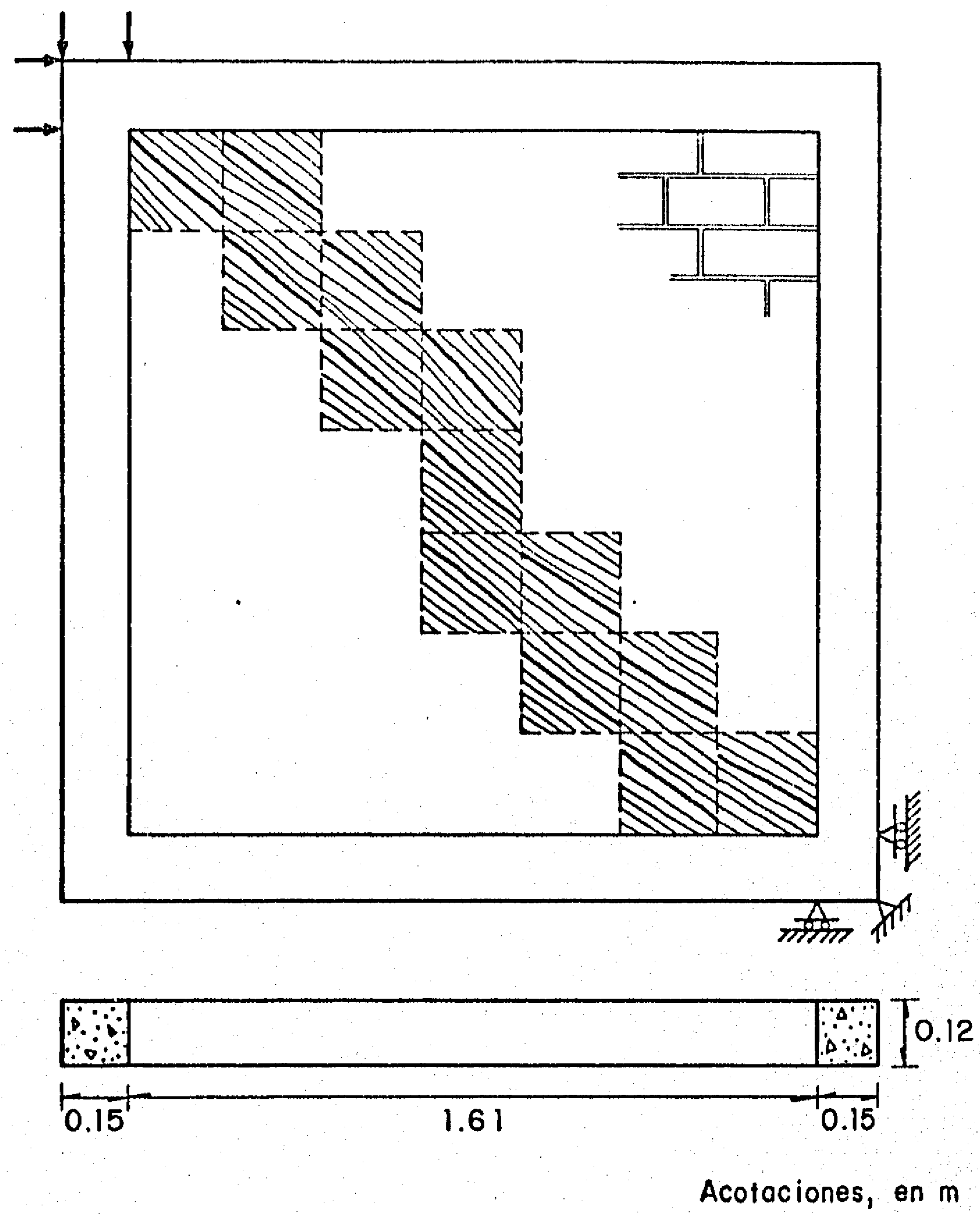


Fig 13. Agrietamiento de un muro confinado por castillos, sujeto a compresión diagonal

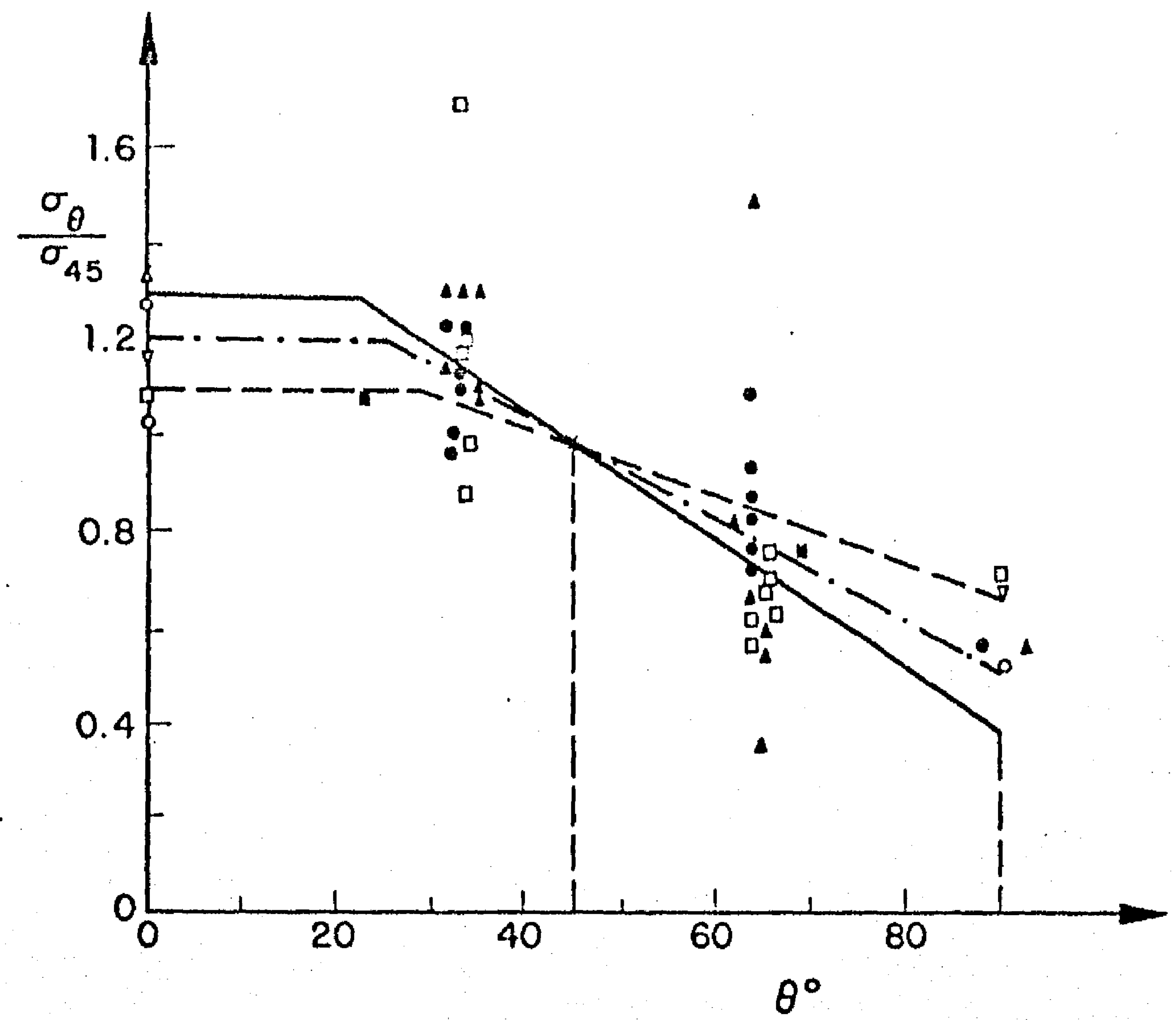


Fig 14. Variación de la resistencia a tensión de la mampostería con el ángulo de aplicación de esfuerzos

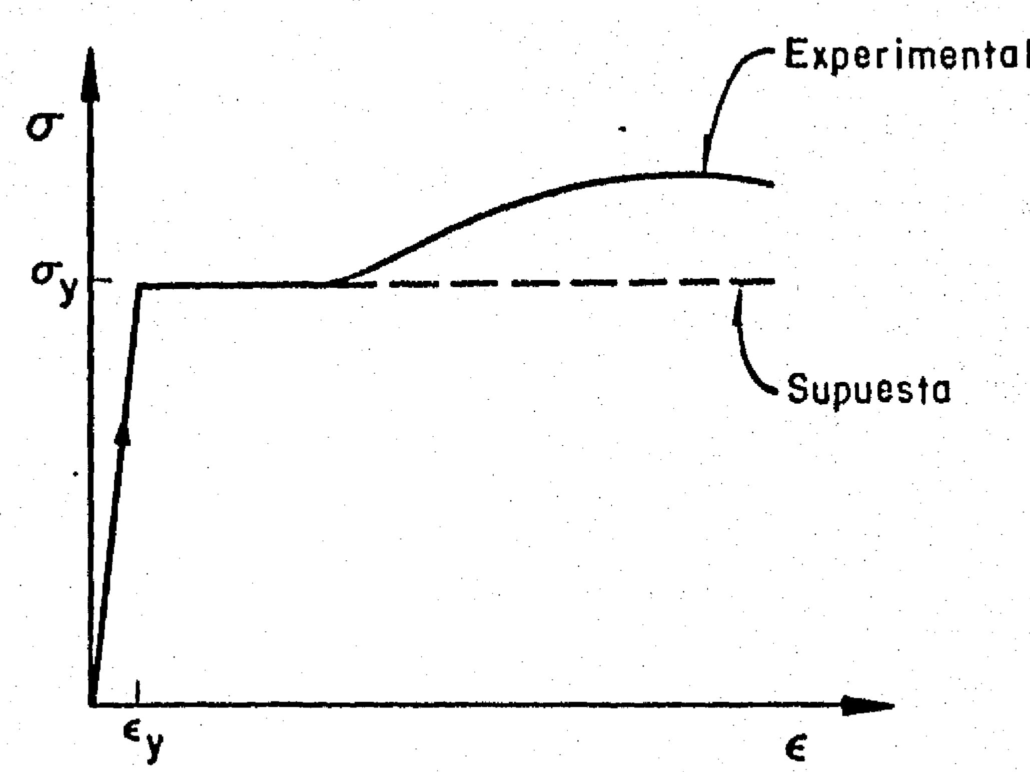


Fig 15. Curva esfuerzo – deformación uniaxial del acero de refuerzo

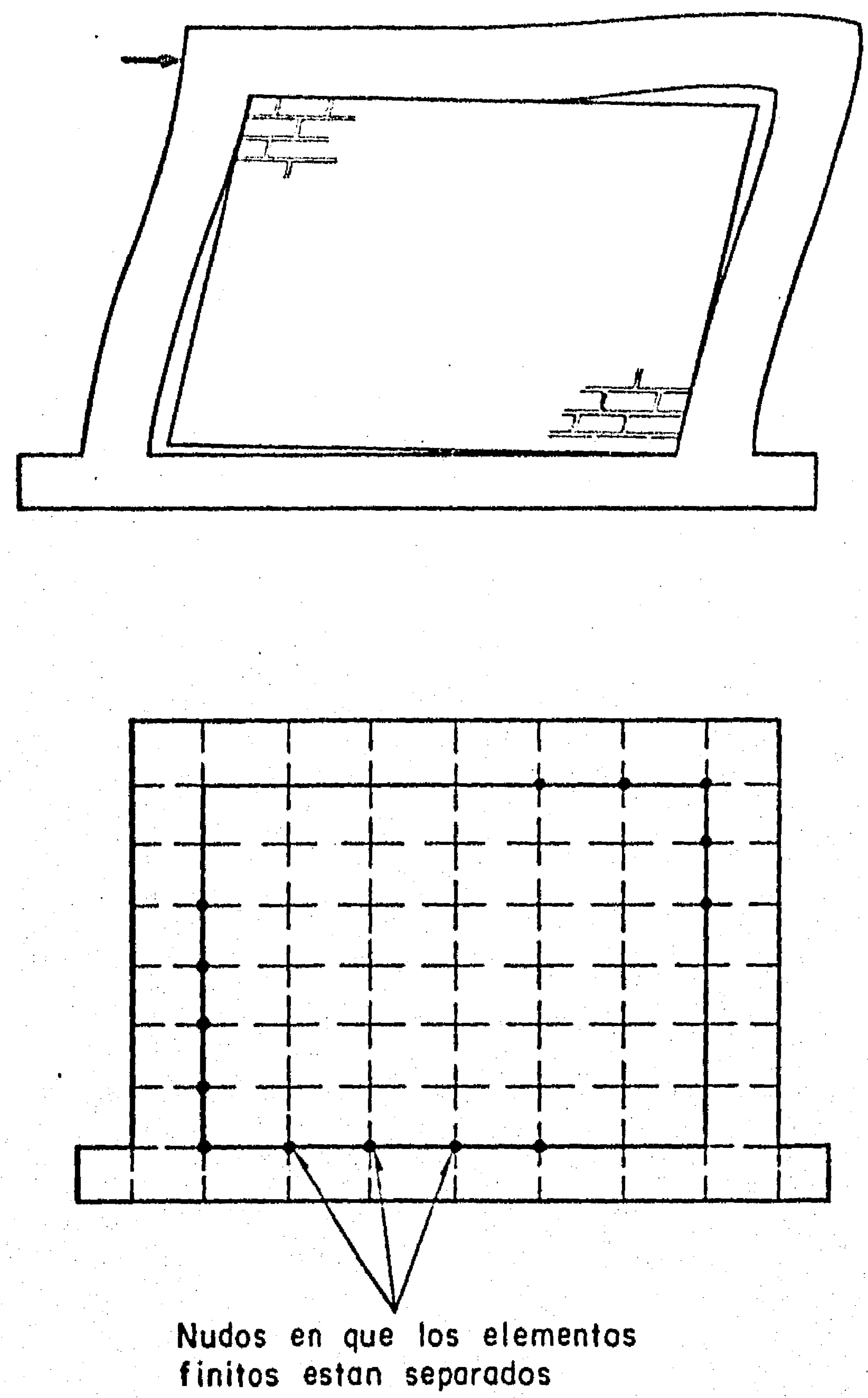
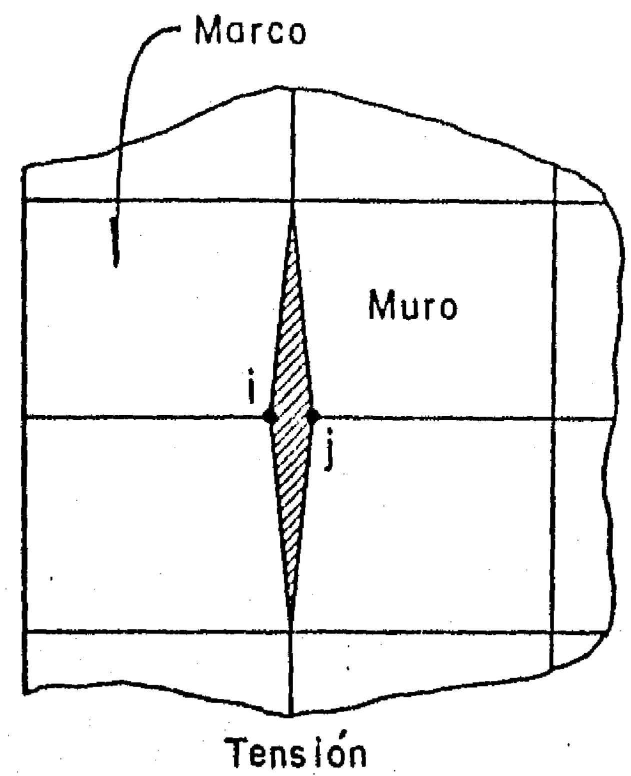
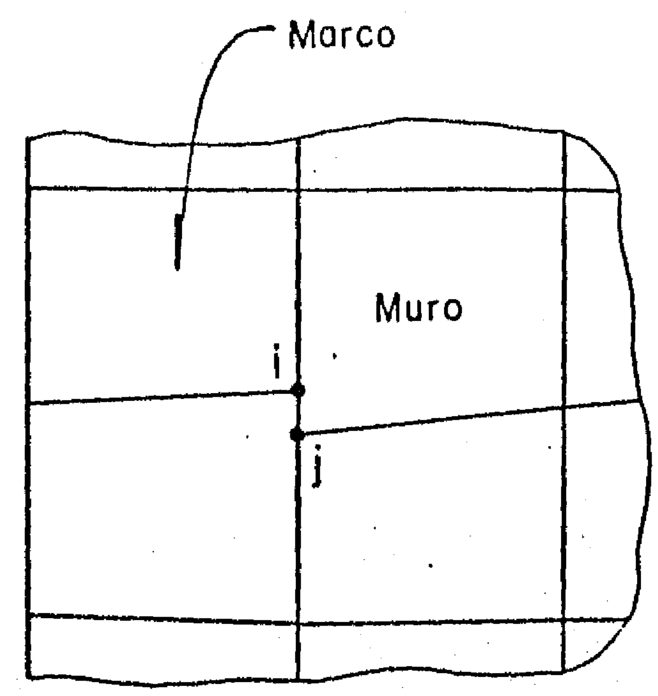


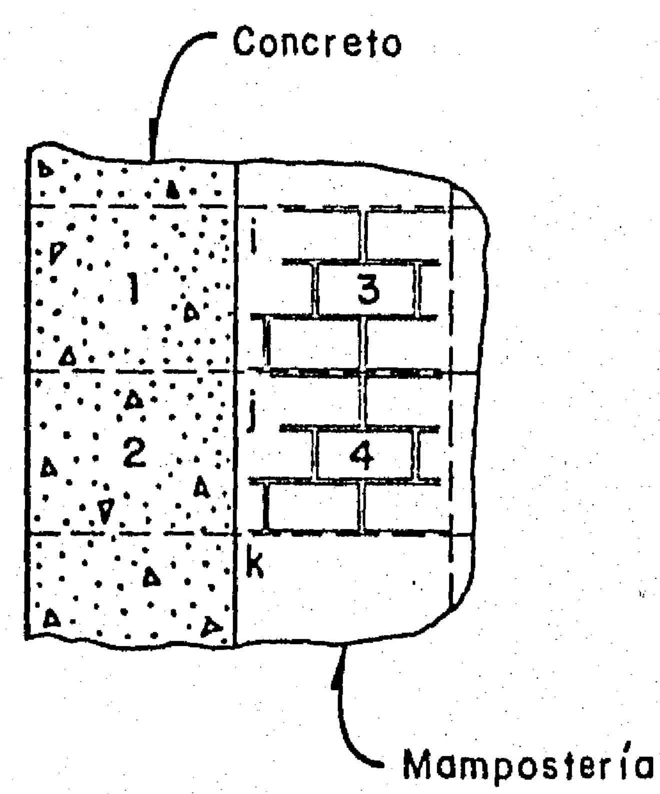
Fig 16. Separación entre muro y marco en muros diafragma



a) Separación

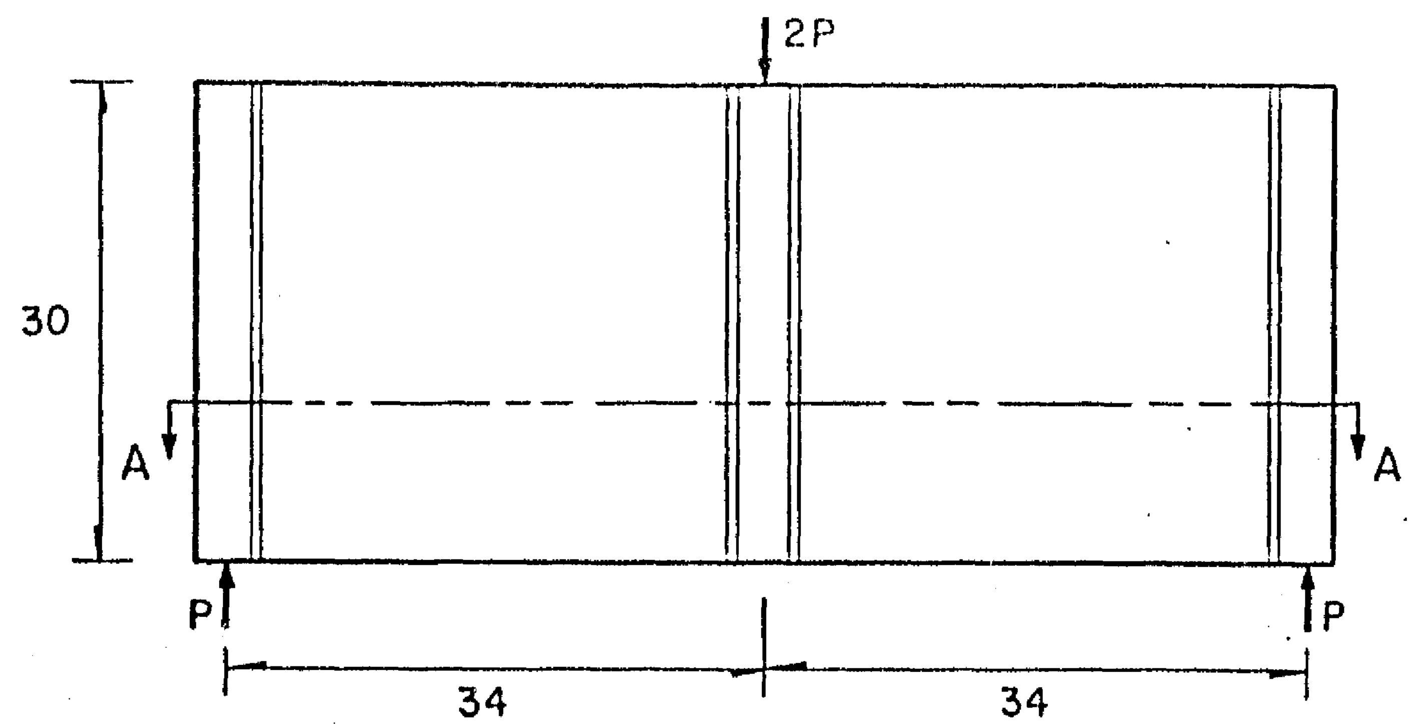


b) Deslizamiento

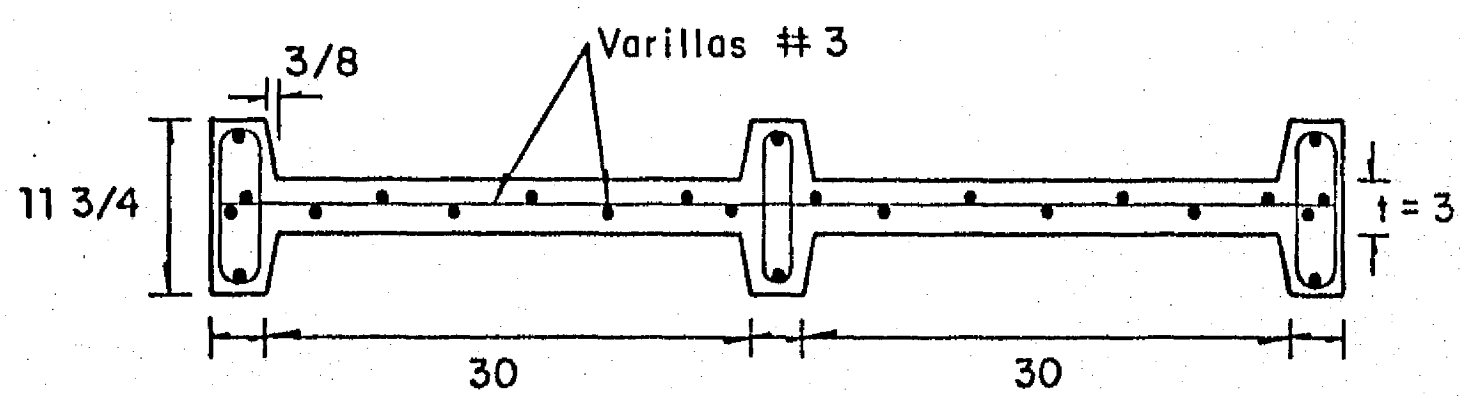


c) Elementos empleados para calcular las fuerzas de interacción en el nudo j

Fig 17. Representación del agrietamiento entre muro y marco en muros diafragma

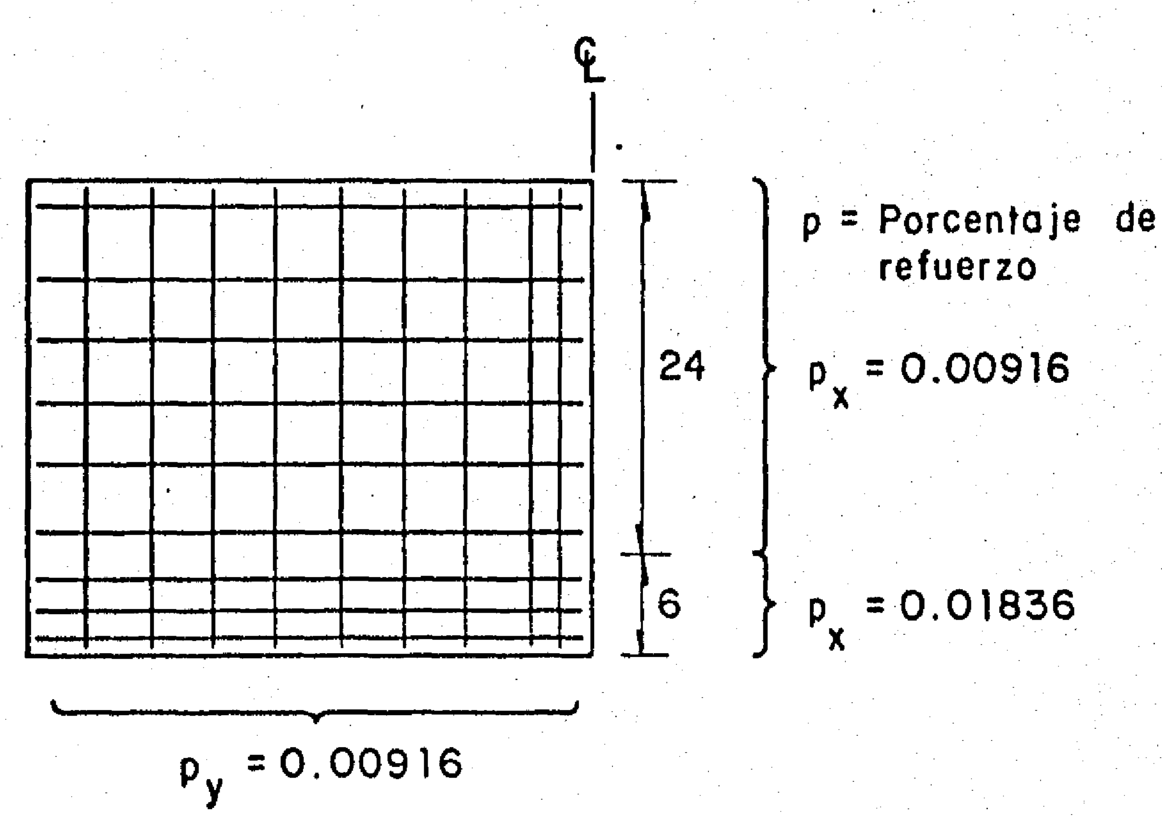


Geometría de la viga peraltada



Corte A-A

Acotacione, en pulg



Disposición del refuerzo

Fig 18. Viga peraltada de concreto reforzado W2 (ref 22)

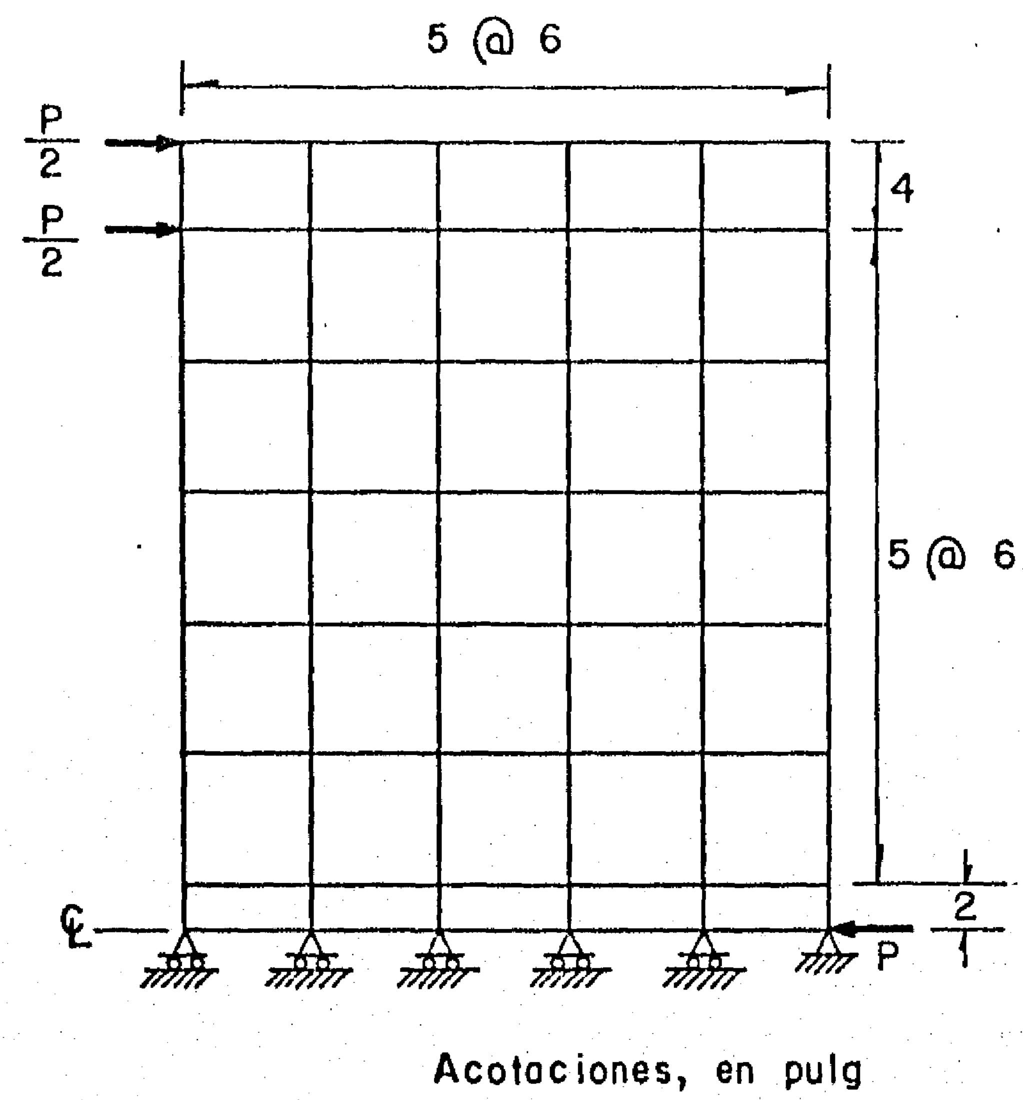
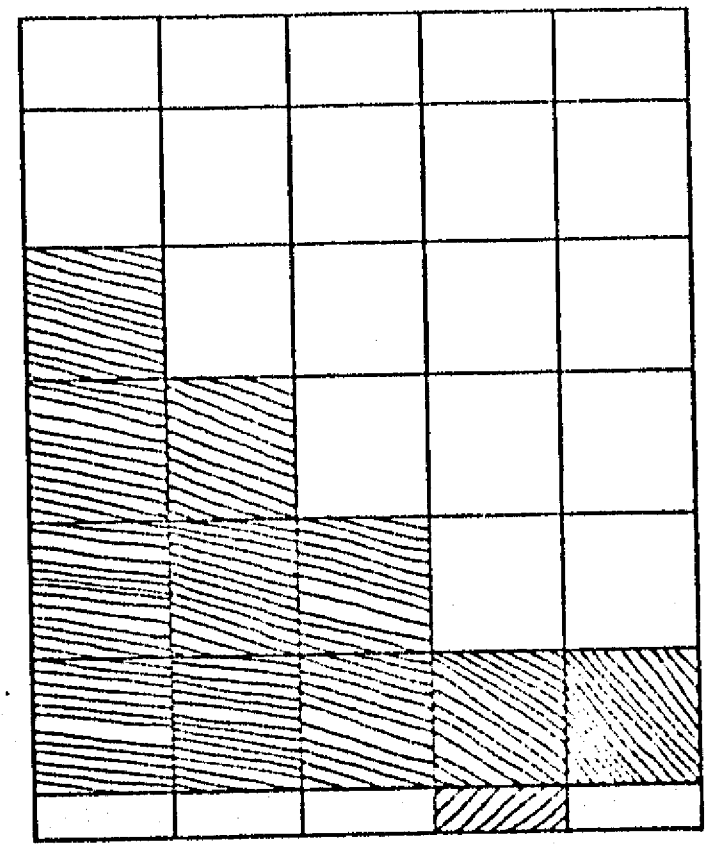
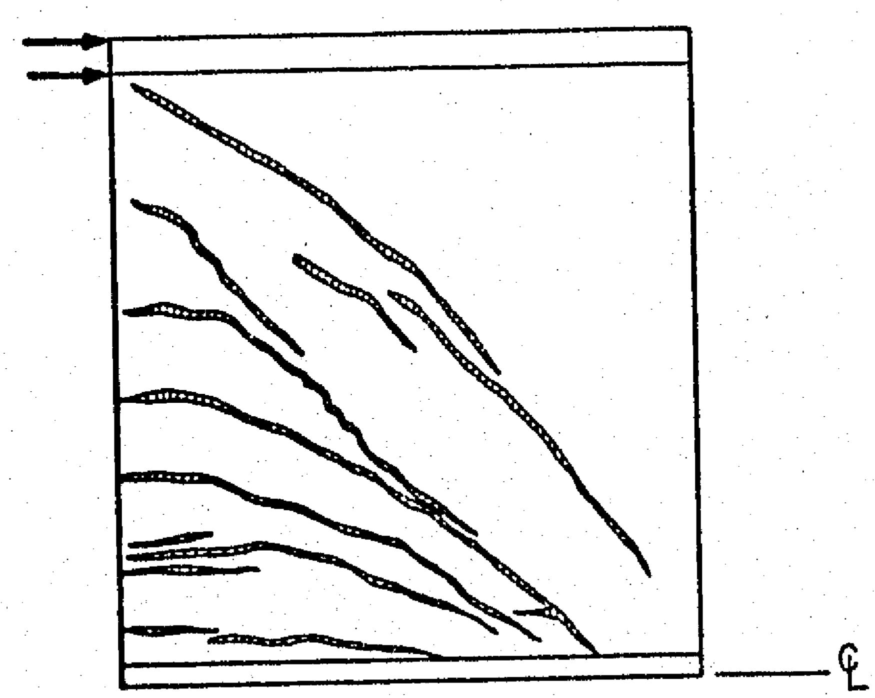


Fig 19. Representación de la viga de la fig 18 con elementos finitos



Configuración de grietas
obtenida analíticamente



Agrietamiento observado
experimentalmente

Fig 20. Comparación de configuraciones de agrietamiento para la viga W2 (fig 18)

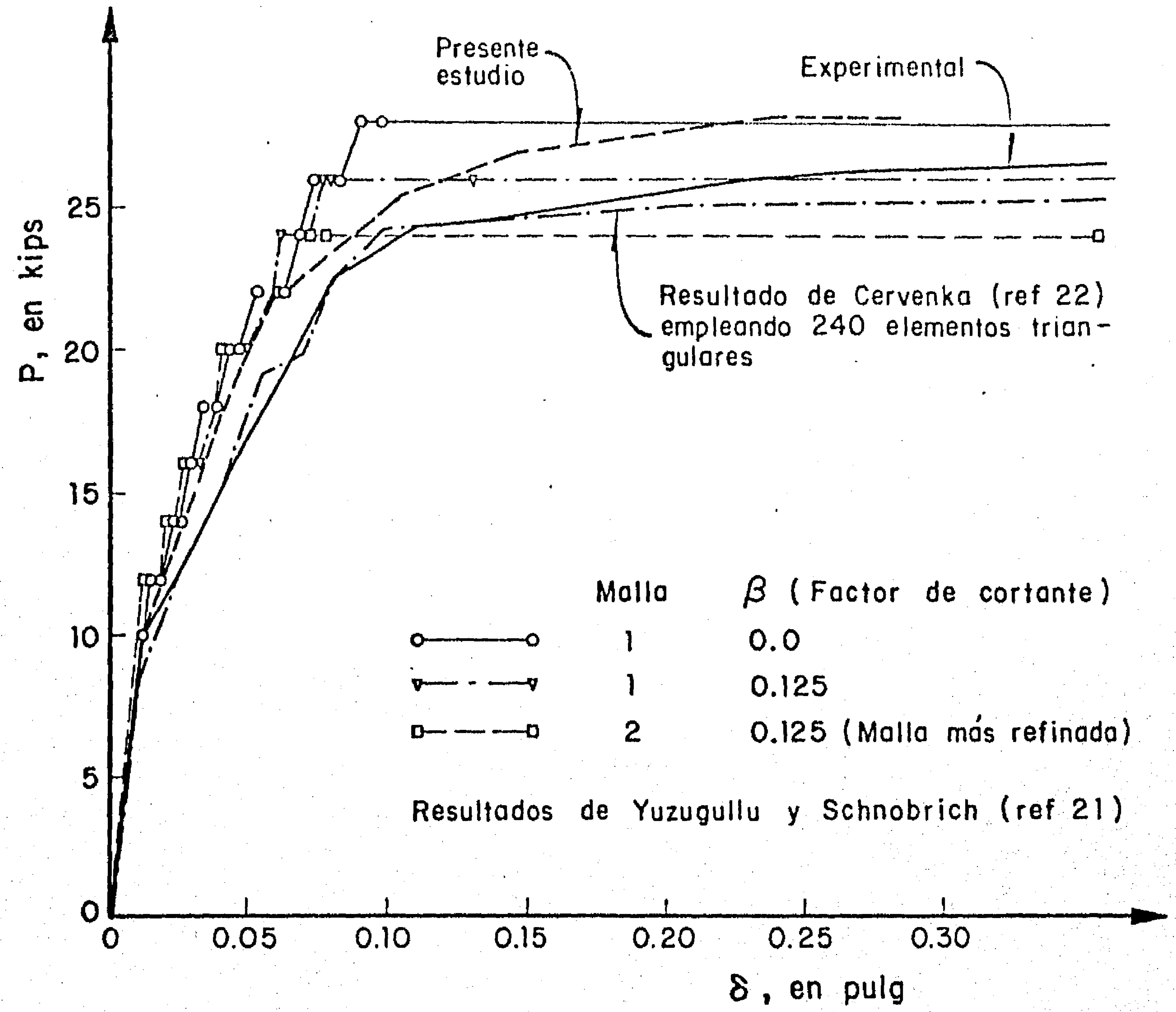


Fig 21. Comparación de curvas carga–deformación para la viga de la fig 18

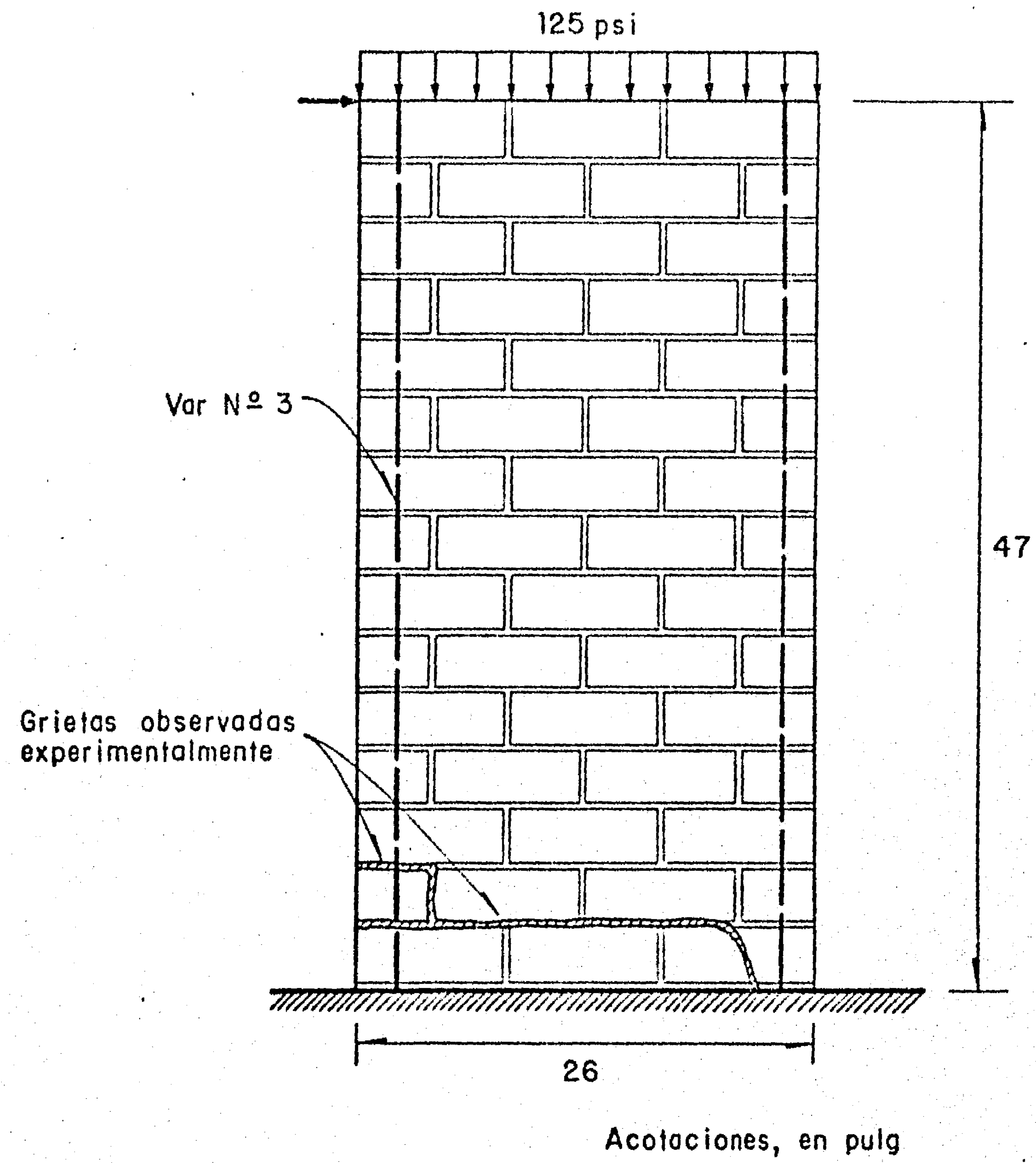
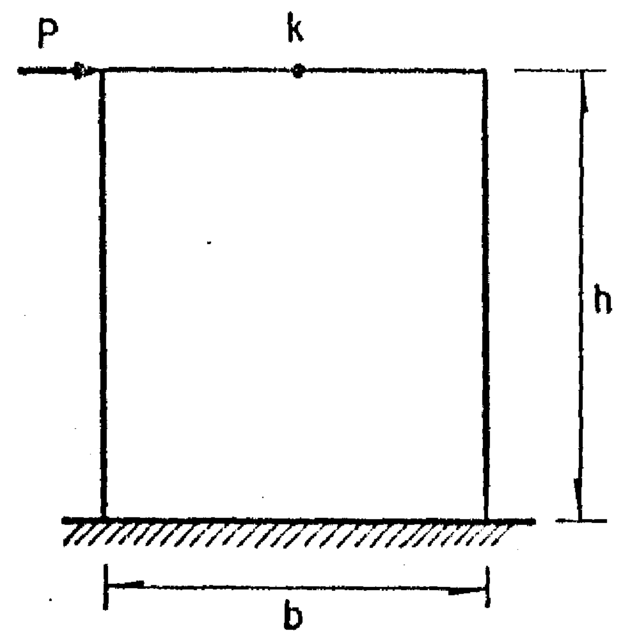


Fig 22. Muro B3 ensayado por Williams (ref 5)



δ_{ef} = Desplazamiento de k obtenido con elementos finitos

δ_{ca} = Desplazamiento de k obtenido con columna ancha

$$\delta_{ca} = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GA}$$

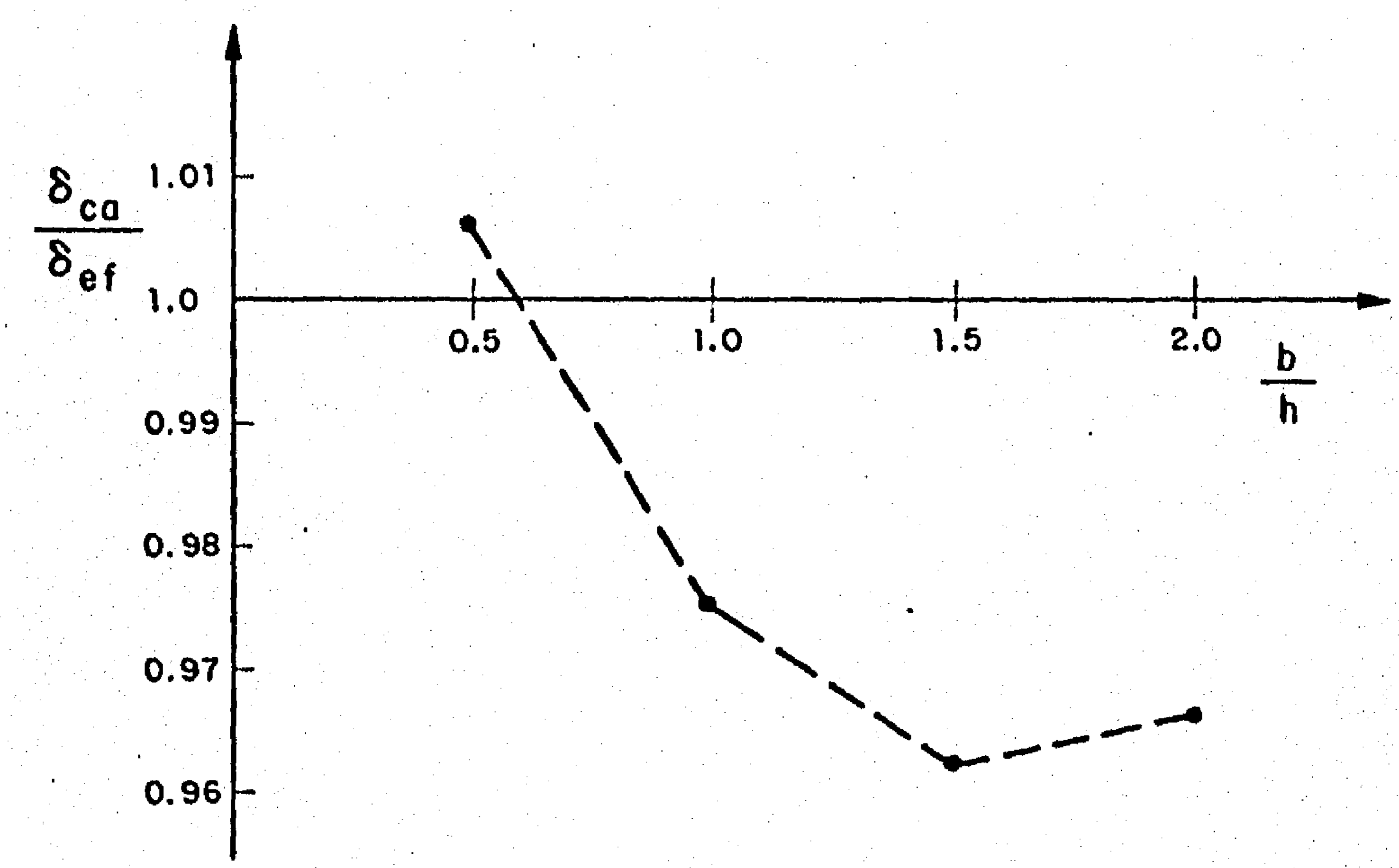


Fig 23. Verificación del método de la columna ancha

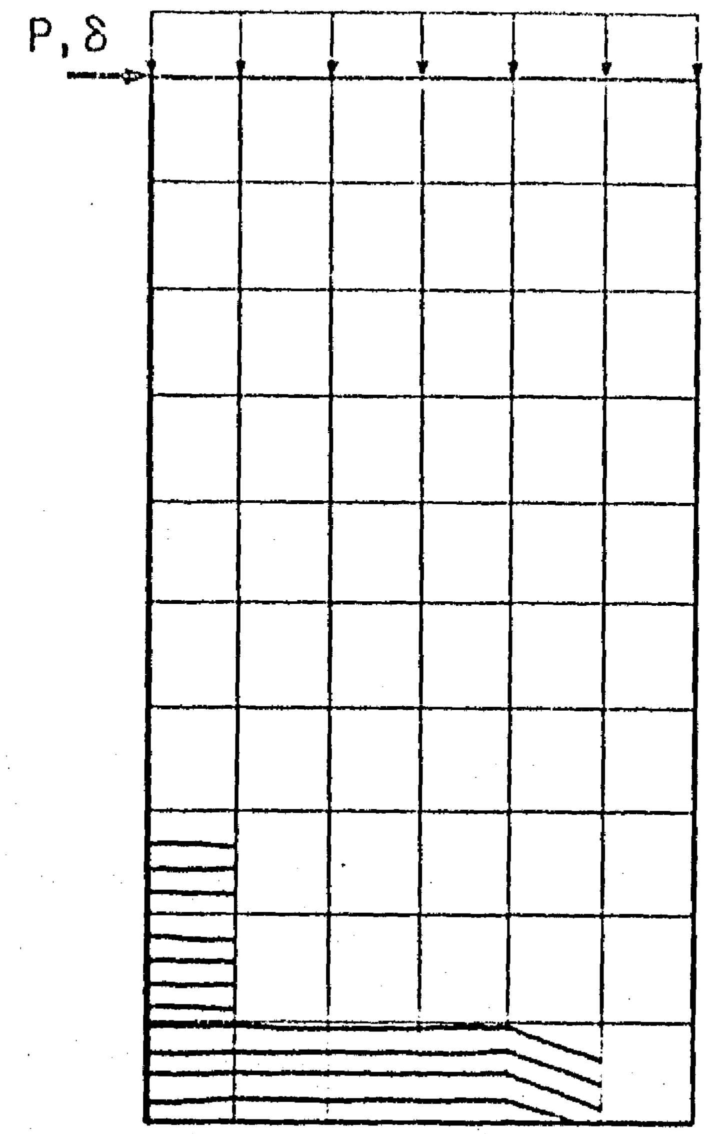


Fig 24. Configuración de agrietamiento obtenida analíticamente para el muro de la fig 22

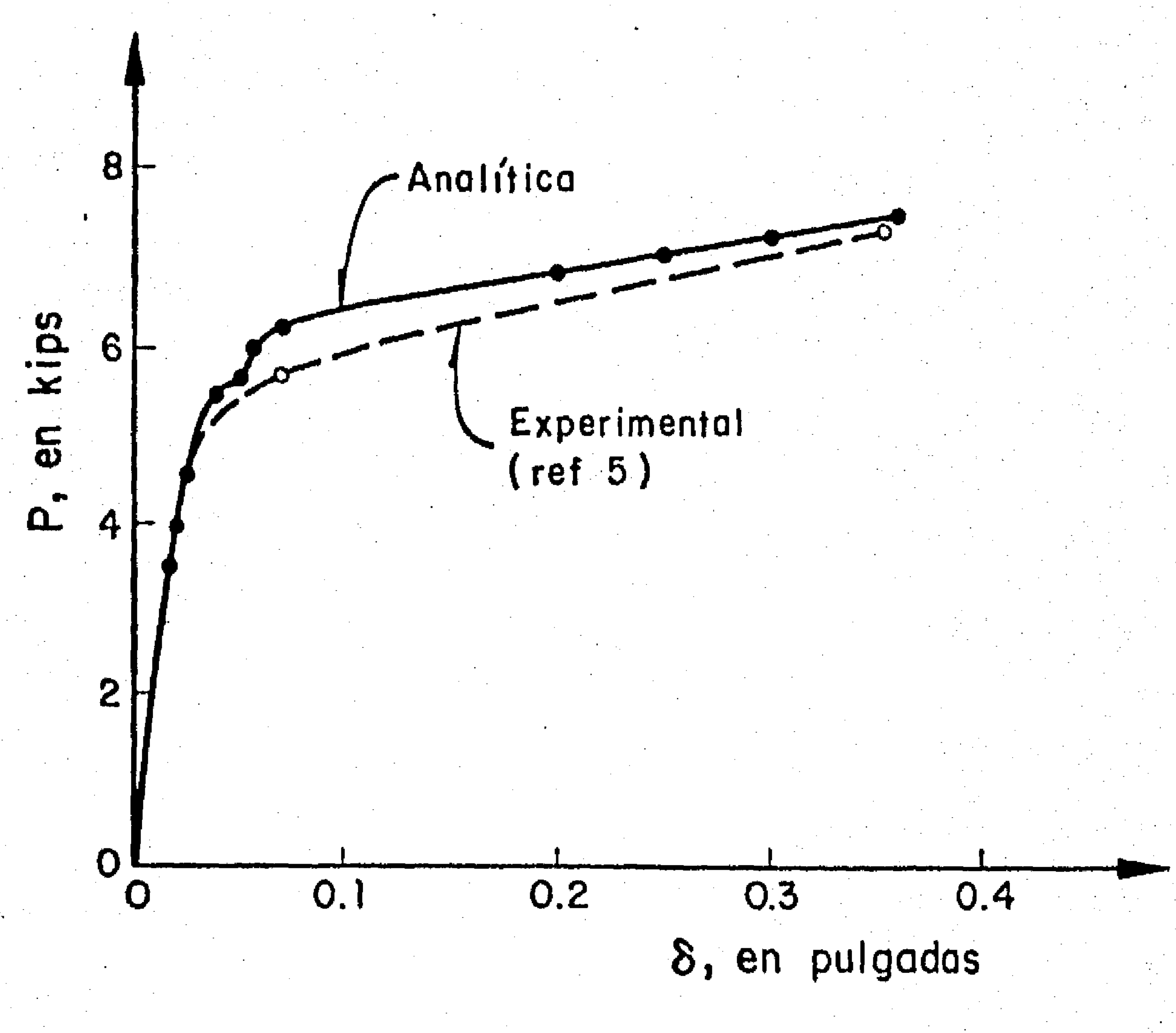


Fig 25. Curvas carga — desplazamiento lateral para el muro de la fig 22

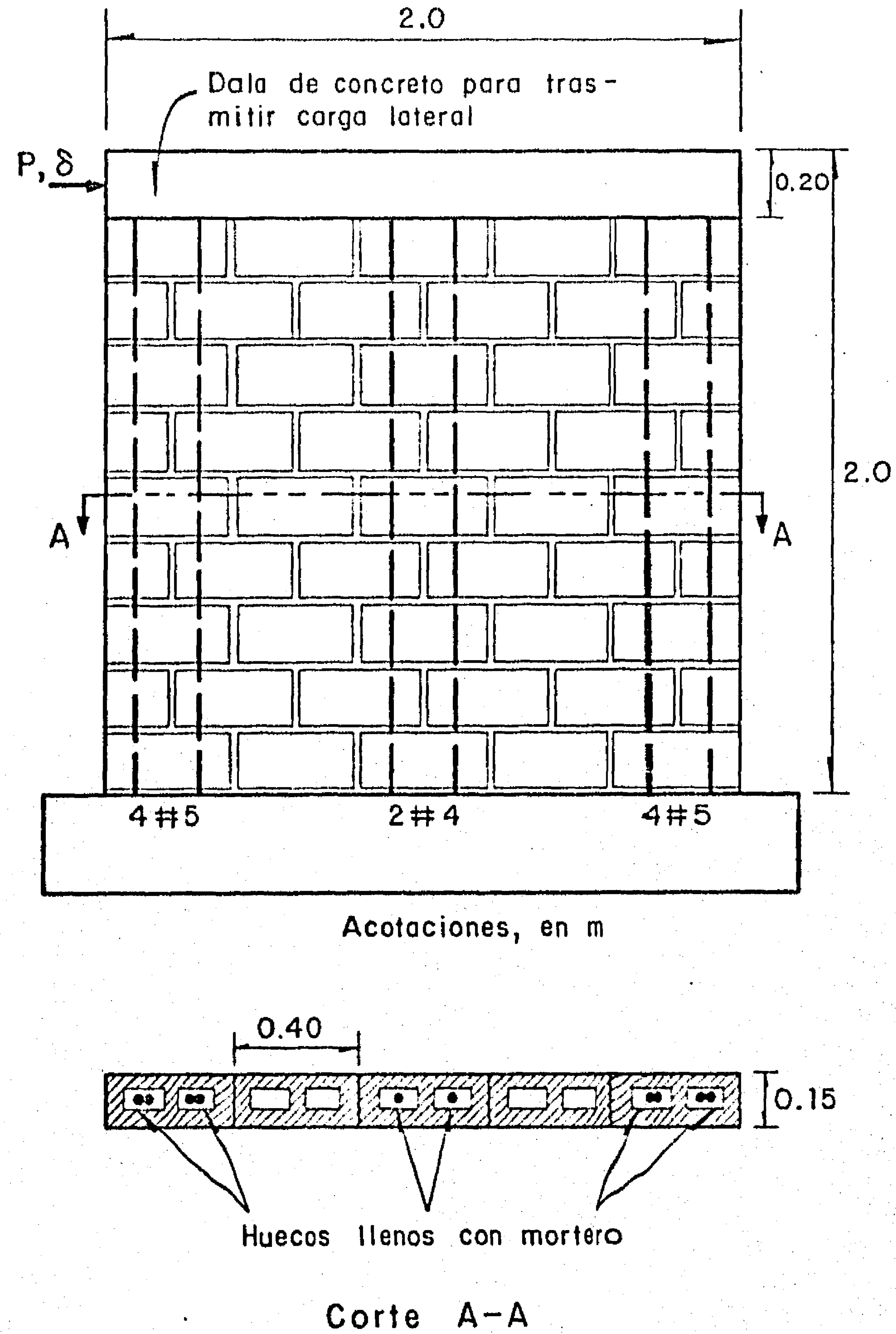


Fig 26. Muro de bloque de concreto ensayado por Meli y Salgado (508 en la ref 2)

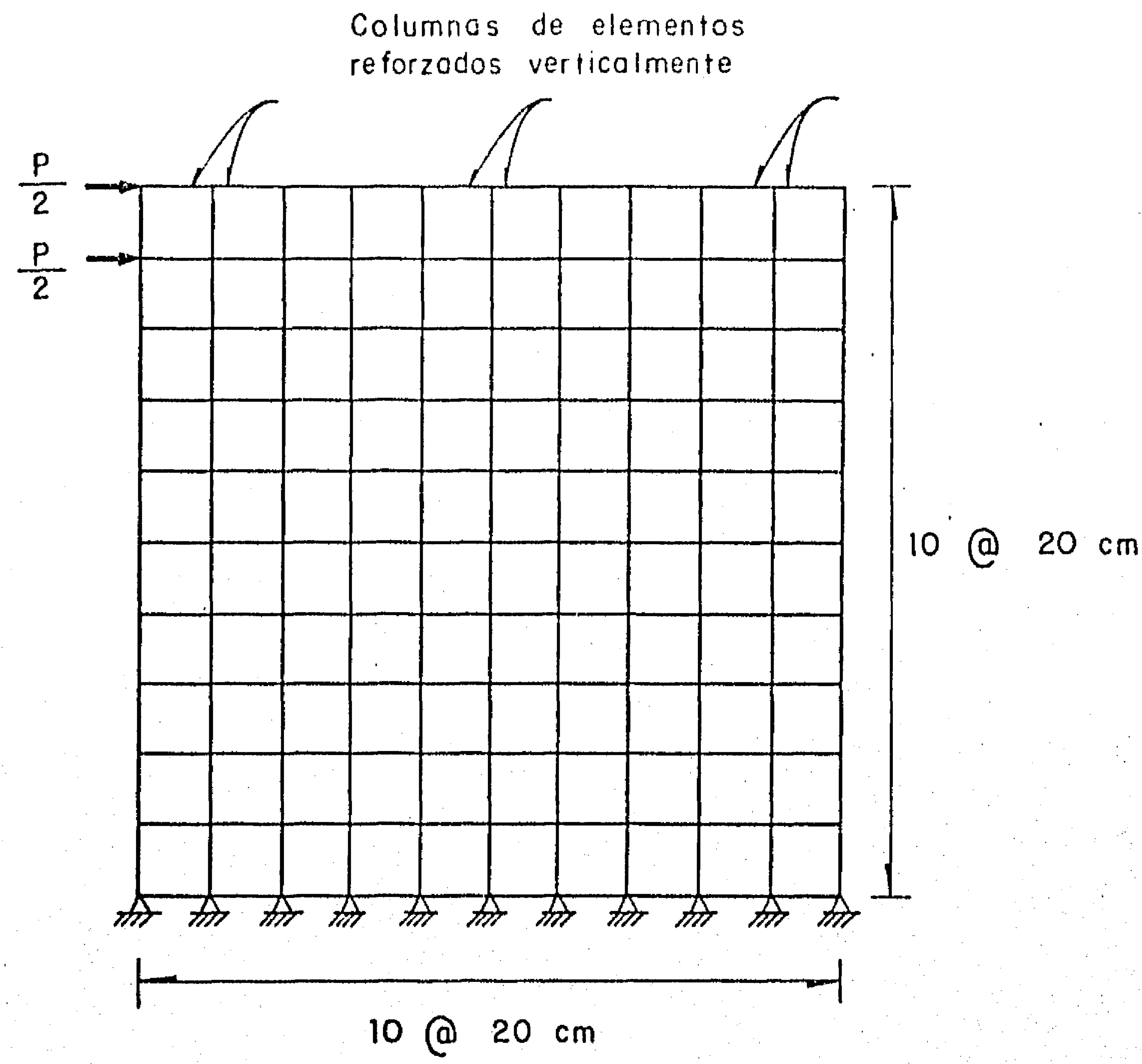


Fig 27. Representación con elementos finitos del muro de la fig 26

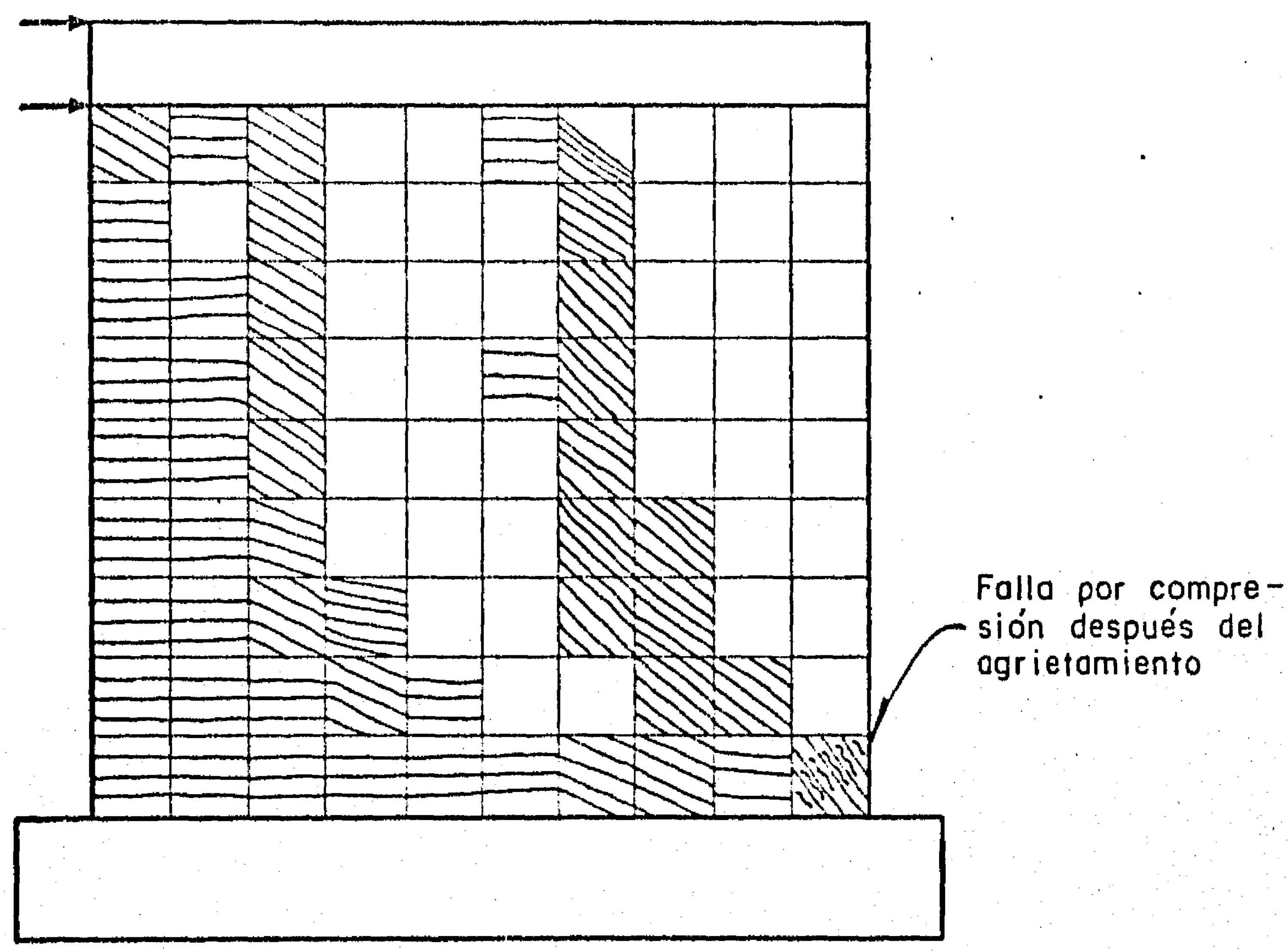


Fig 28. Configuración de falla obtenida analíticamente para el muro de la fig 26

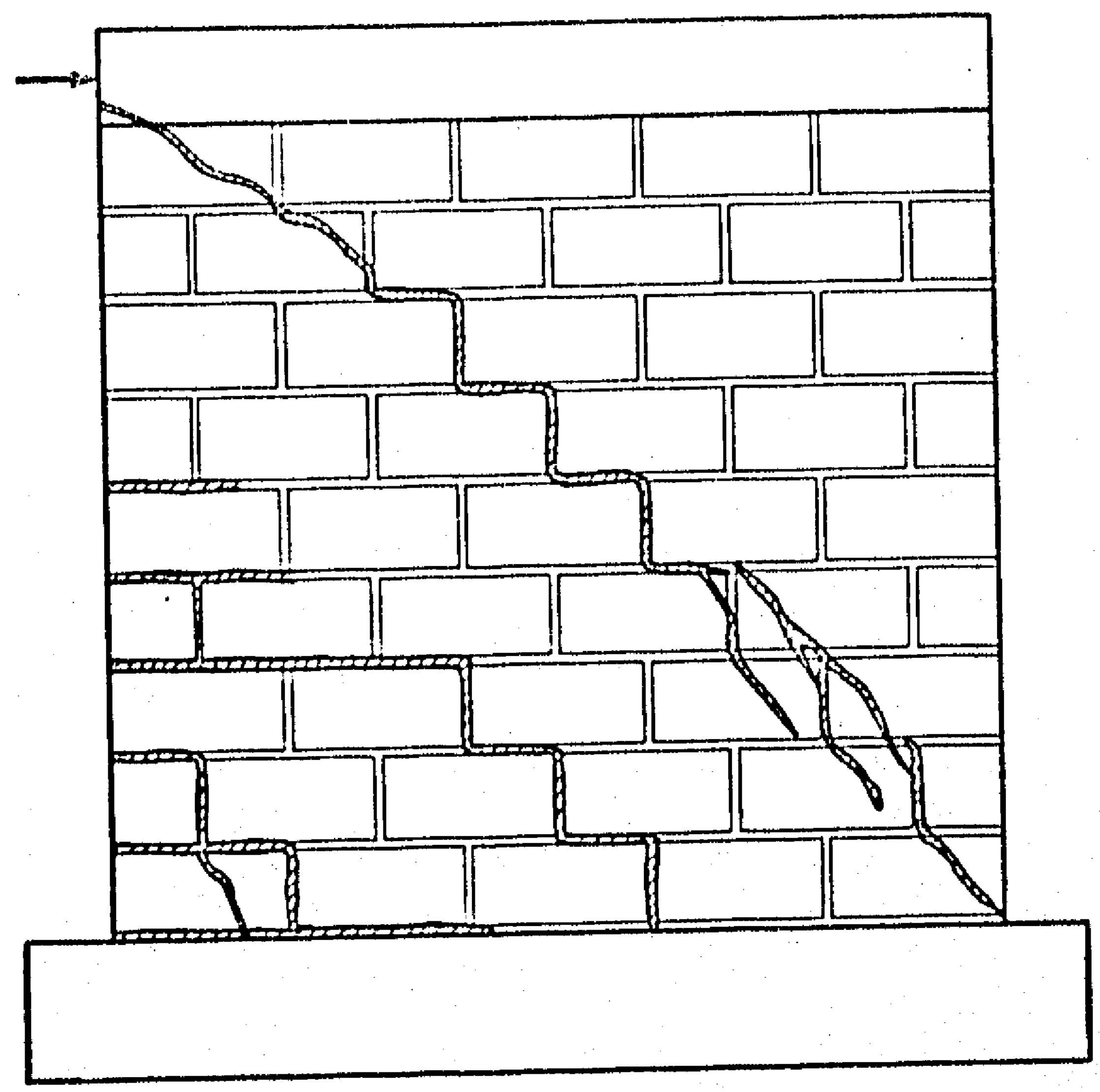


Fig 29. Configuración de agrietamiento experimental del muro de la fig 26

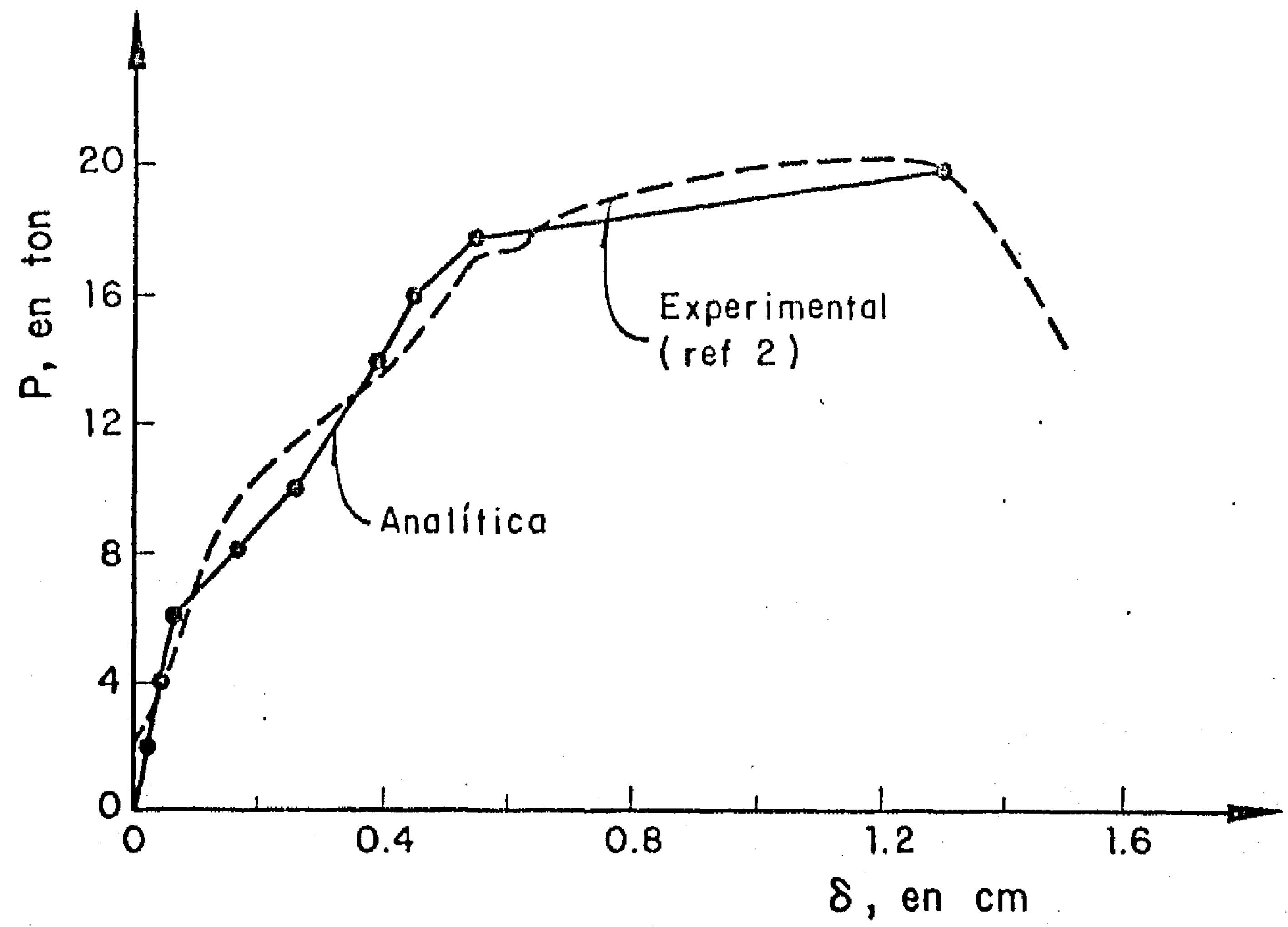


Fig 30. Curvas carga — desplazamiento lateral para el muro de la fig 26

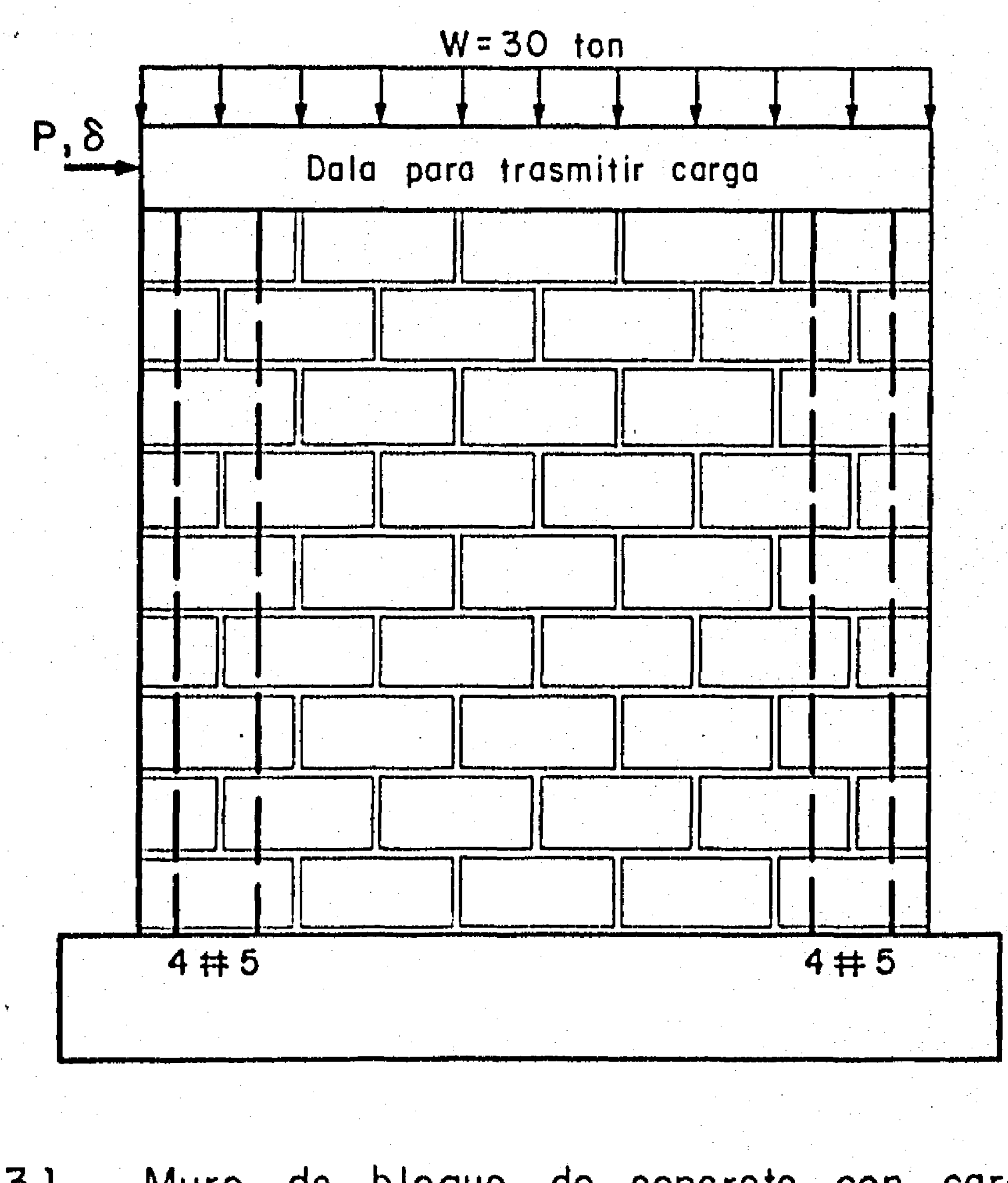


Fig 31. Muro de bloque de concreto con carga vertical (511 en la ref 2)

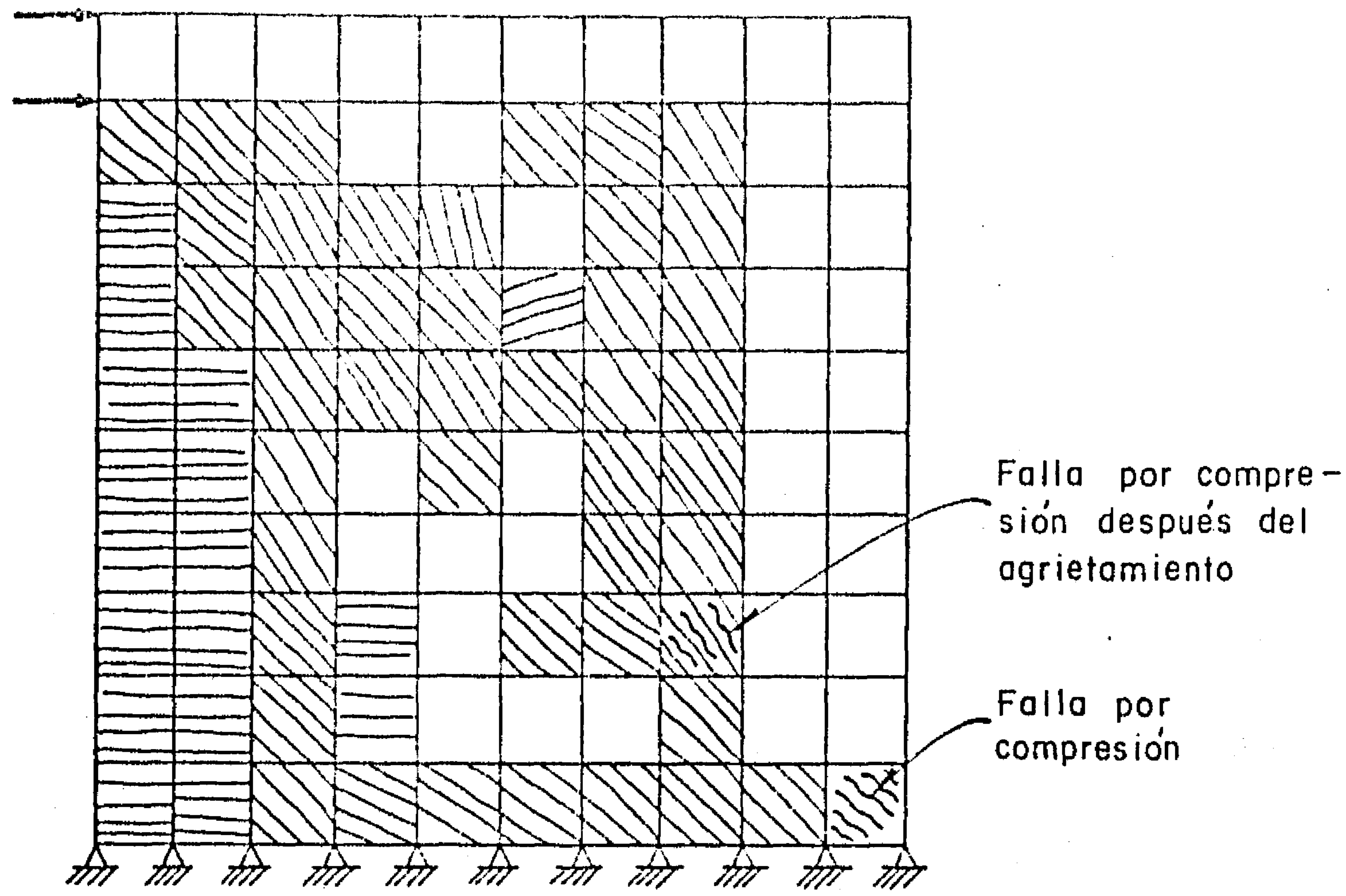


Fig 32. Configuración de falla obtenida analíticamente para el muro de la fig 31

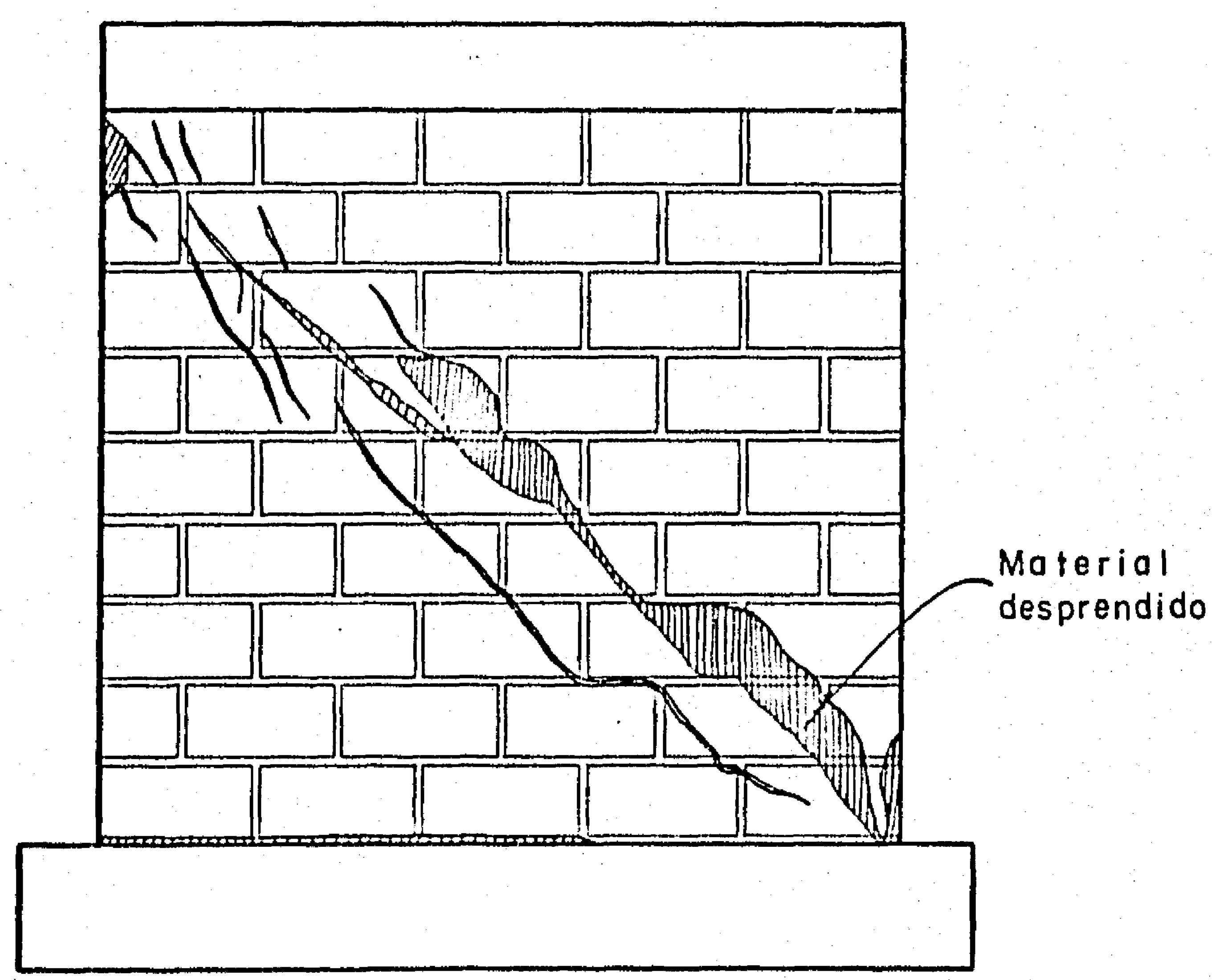


Fig 33. Configuración de falla experimental del muro de la fig 31

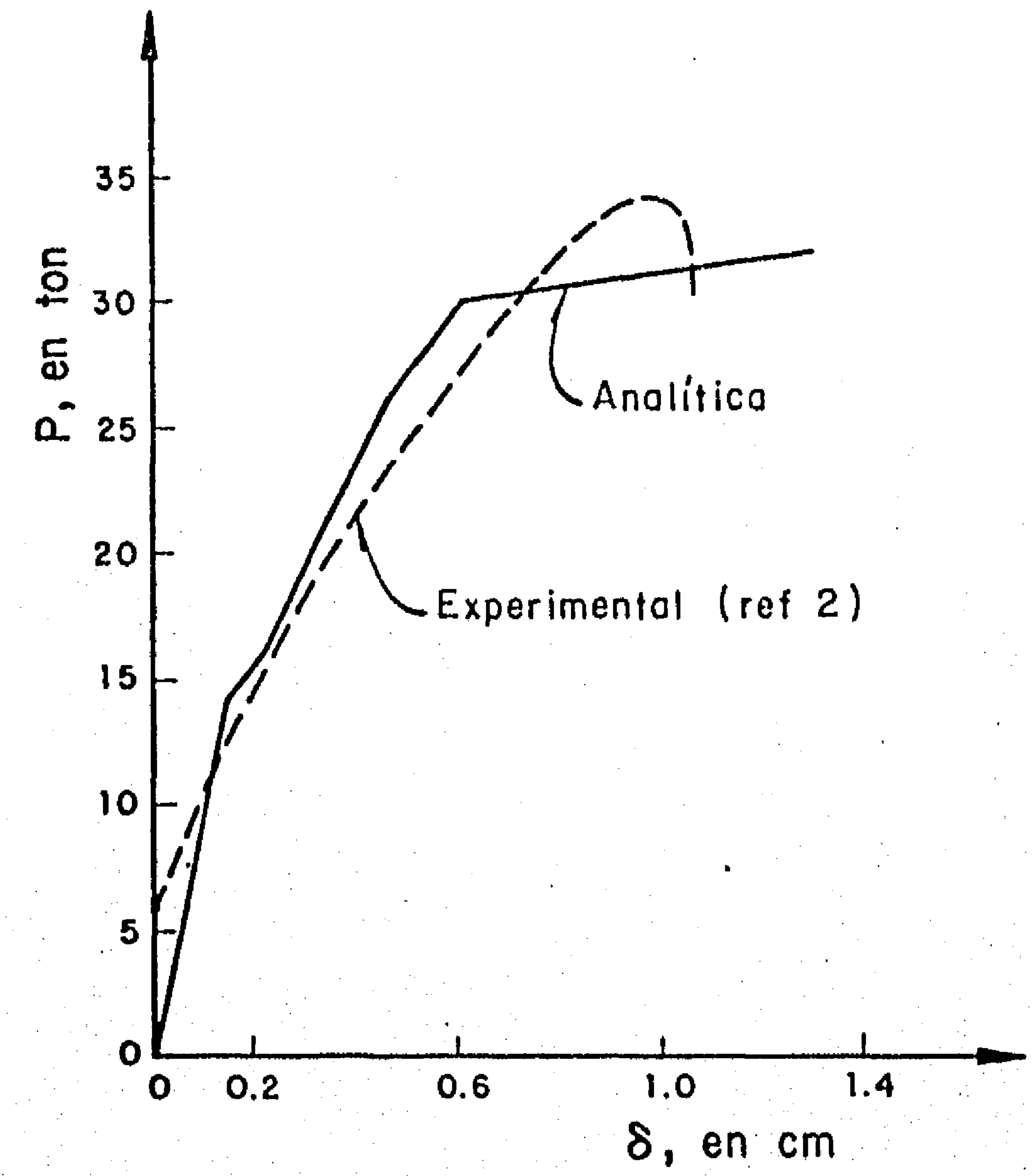


Fig 34. Curvas carga — desplazamiento lateral para el muro de la fig 31

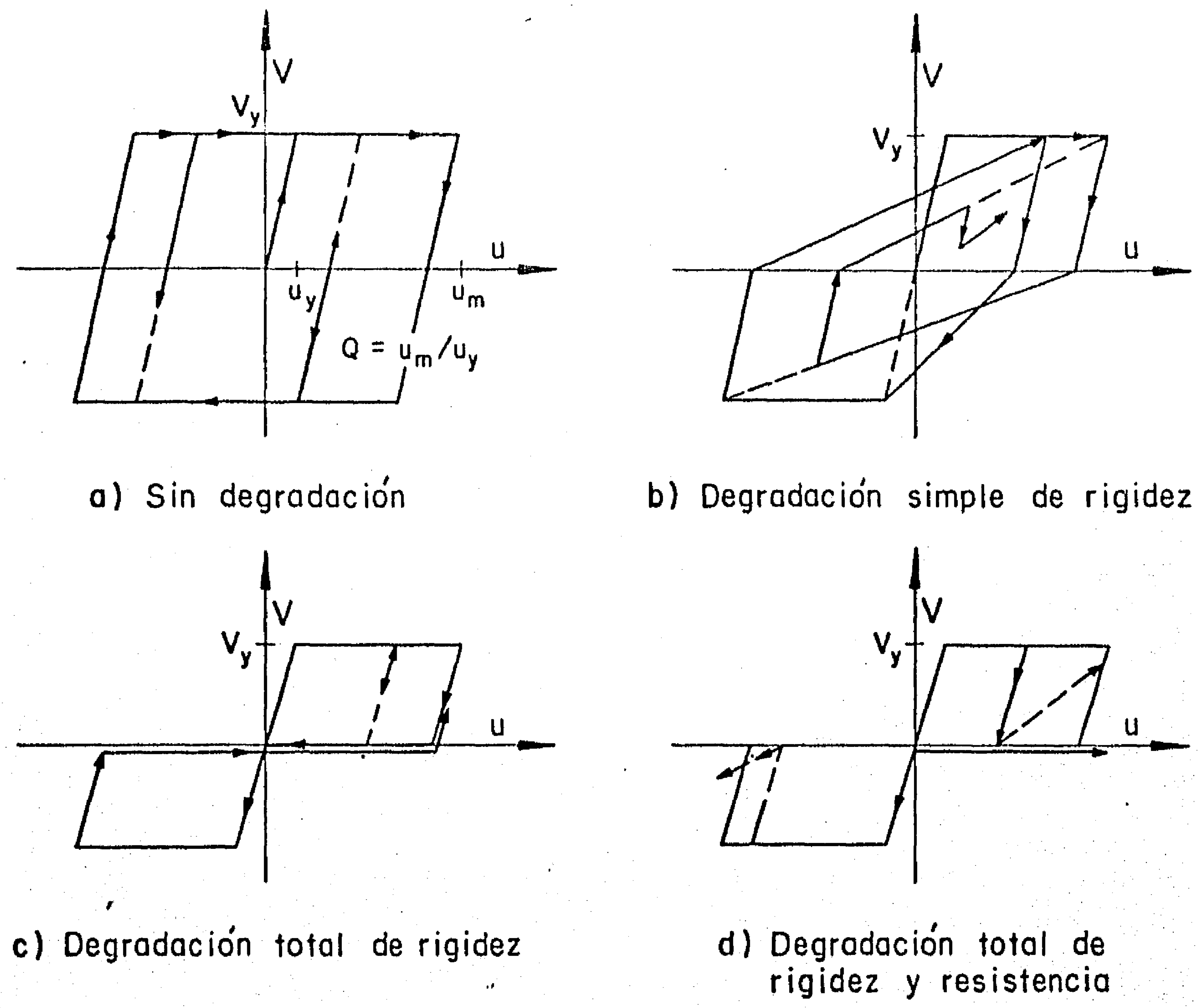


Fig 35. Modelos elastoplásticos

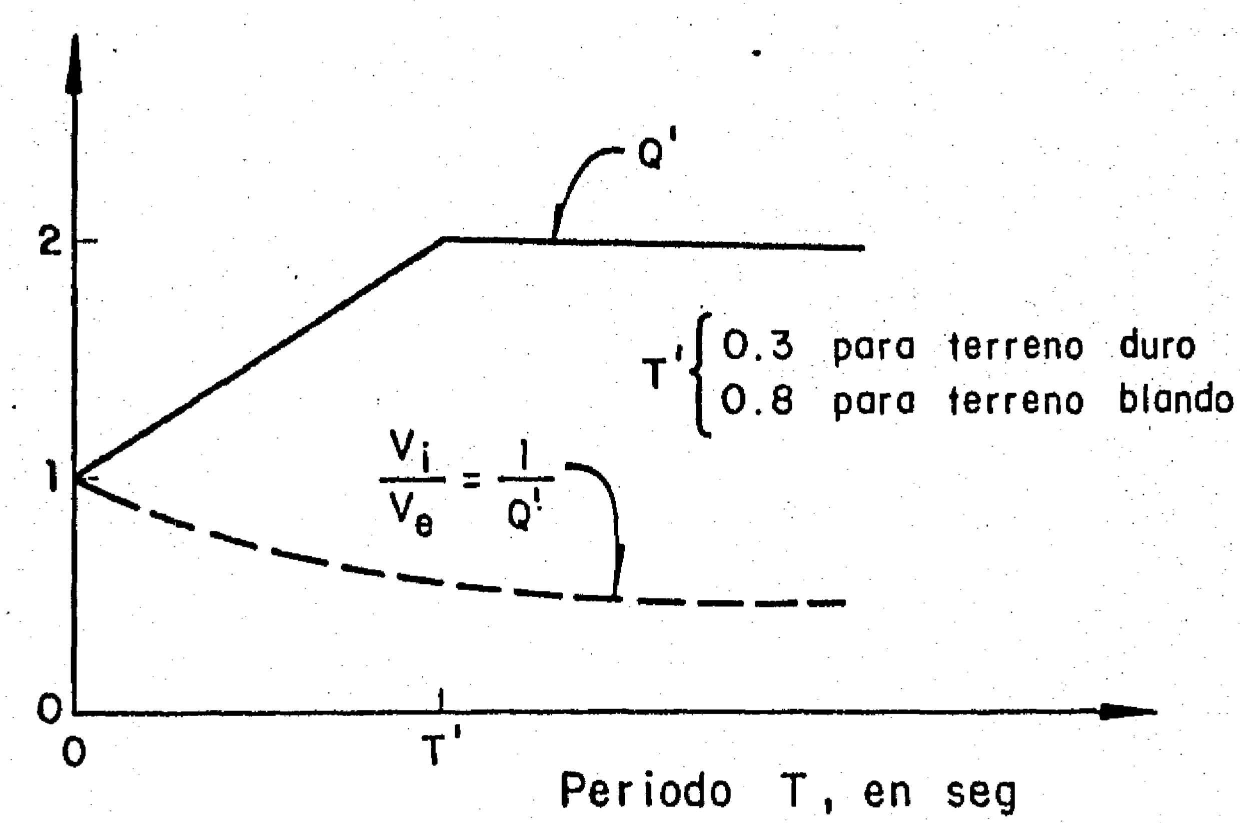


Fig 36. Variación con el periodo de los factores de reducción por ductilidad Q' prescritos por el reglamento del D. F.

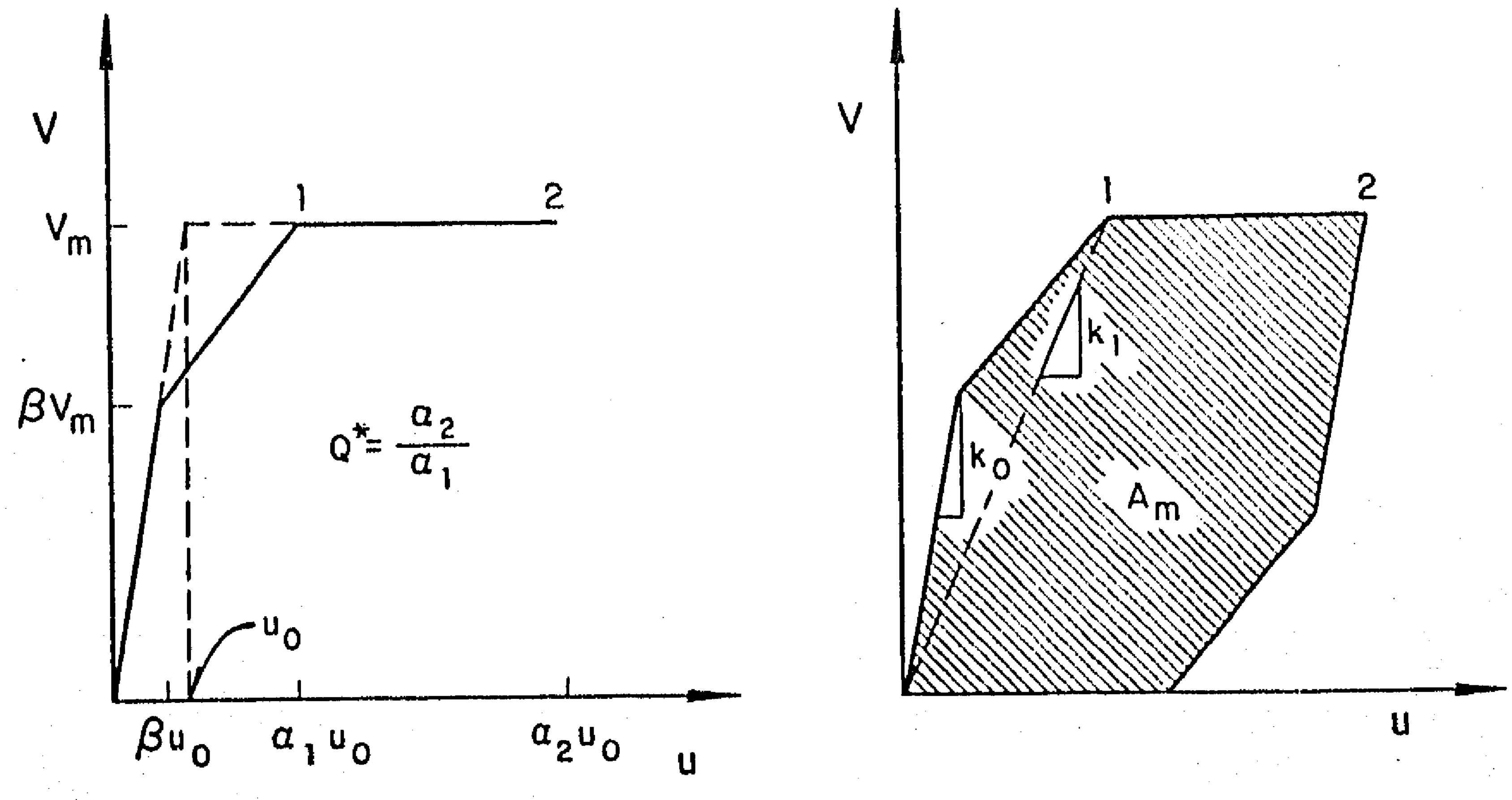


Fig 37. Relación carga–dezplazamiento lateral, primer ciclo

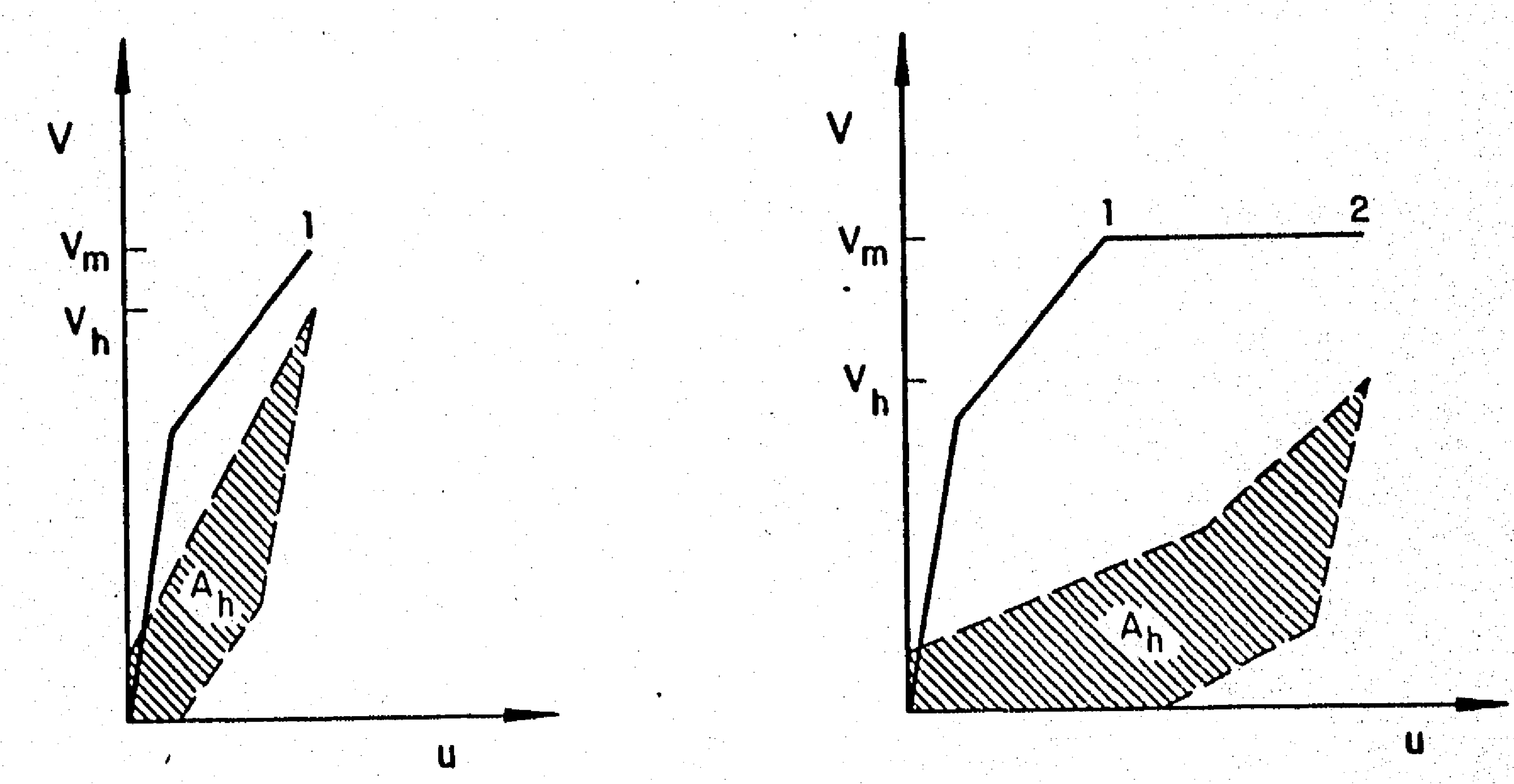
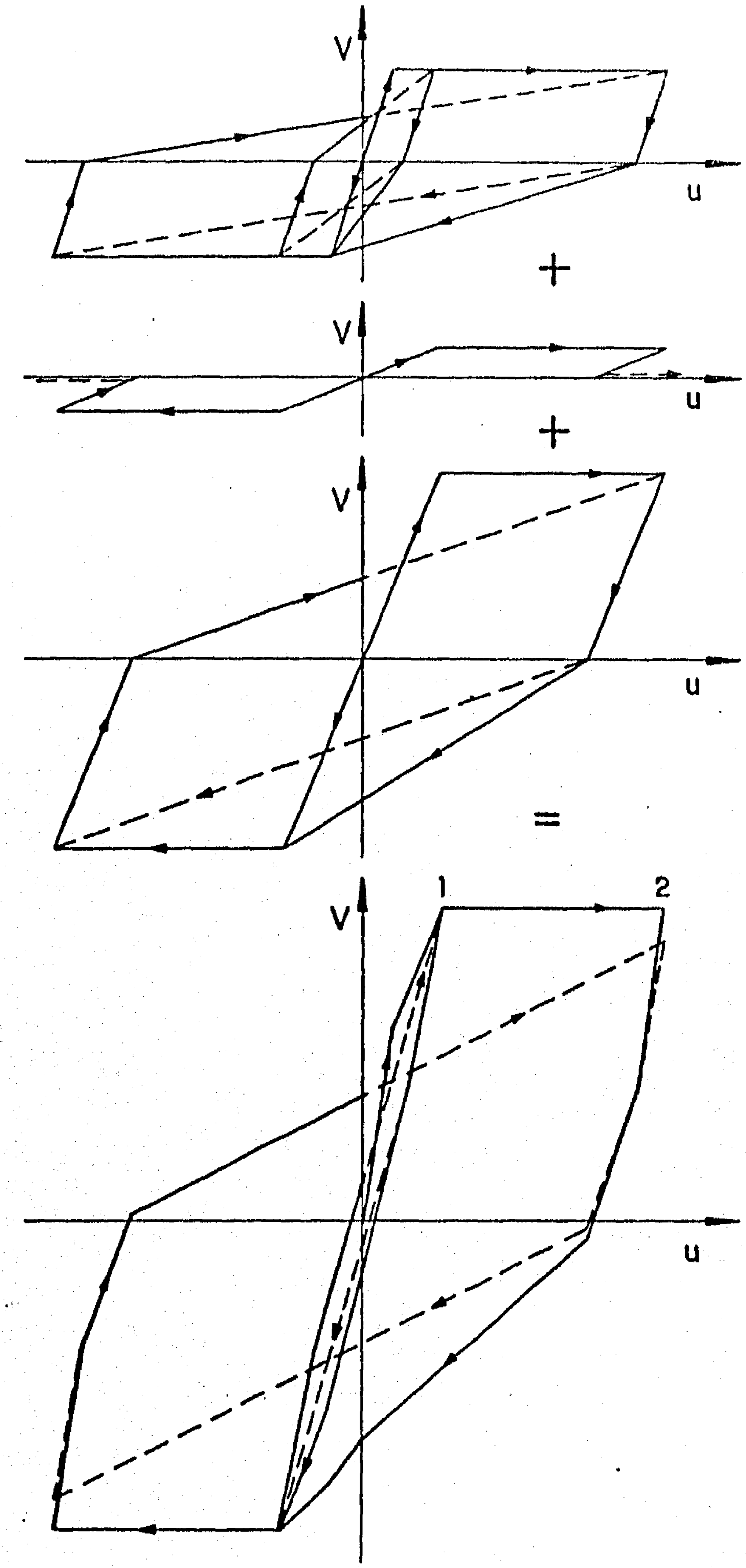


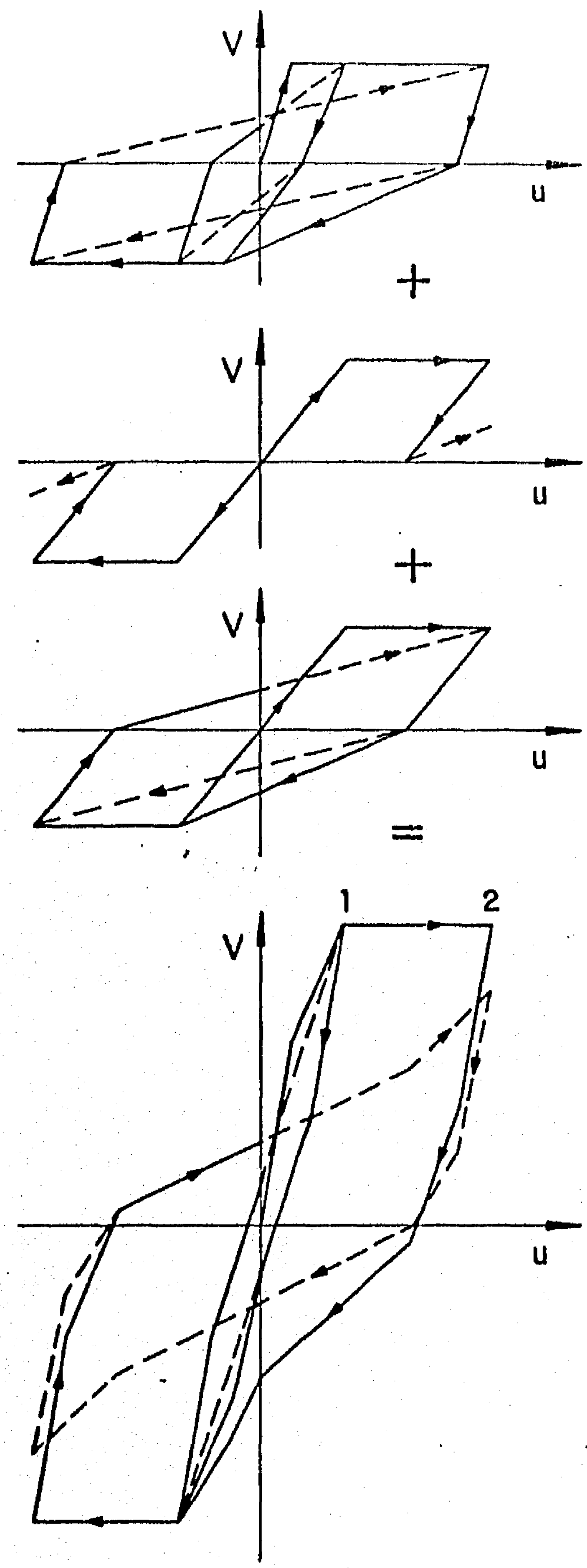
Fig 38. Relación carga–dezplazamiento lateral, ciclos posteriores



Parámetro	Experimental (tabla 2)	Analítico (superposición)
β	0.60	0.58
$\frac{\alpha_1}{\beta}$	2.50	2.50
$\frac{\alpha_2}{\beta}$	10.00	10.00
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_1$	1.00	1.00
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_2$	0.90	0.90
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_1$	0.85	0.82
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_2$	0.70	0.70

——— Primer ciclo
– – – Ciclos posteriores

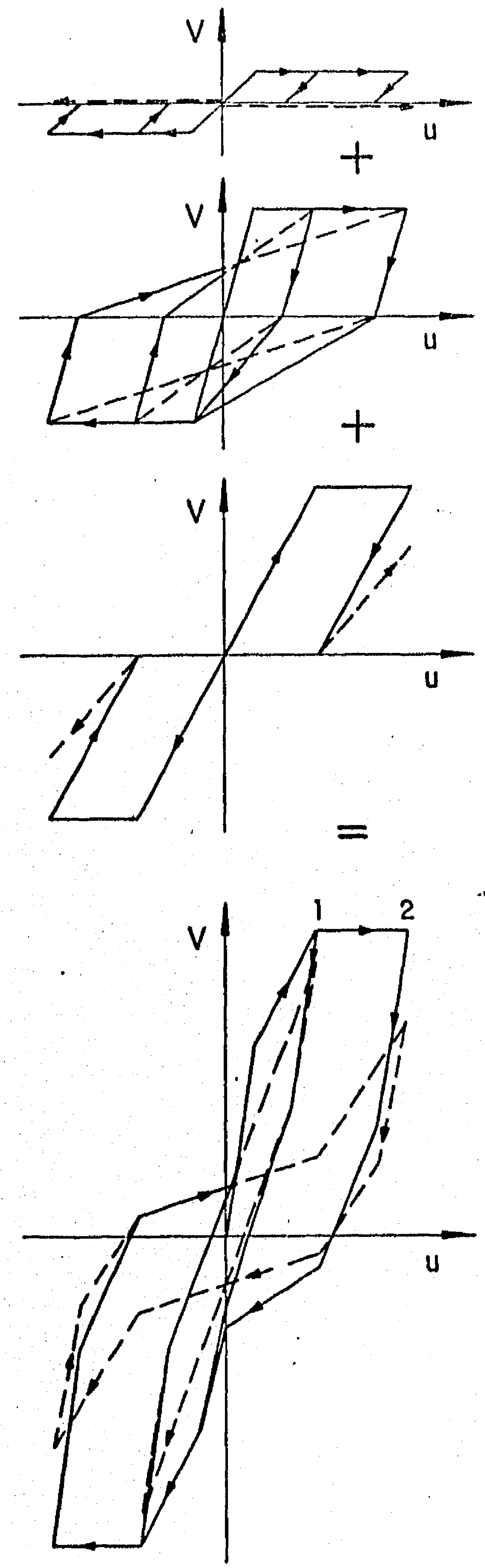
Fig 39. Modelo histerético trilineal para el caso 1 (tabla 2)



Parámetro	Experimental (tabla 2)	Analítico (superposición)
β	0.60	0.60
$\frac{\alpha_1}{\beta}$	2.50	2.50
$\frac{\alpha_2}{\beta}$	7.00	7.00
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_1$	1.00	1.00
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_2$	0.80	0.78
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_1$	0.80	0.82
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_2$	0.50	0.54

——— Primer ciclo
– – – Ciclos posteriores

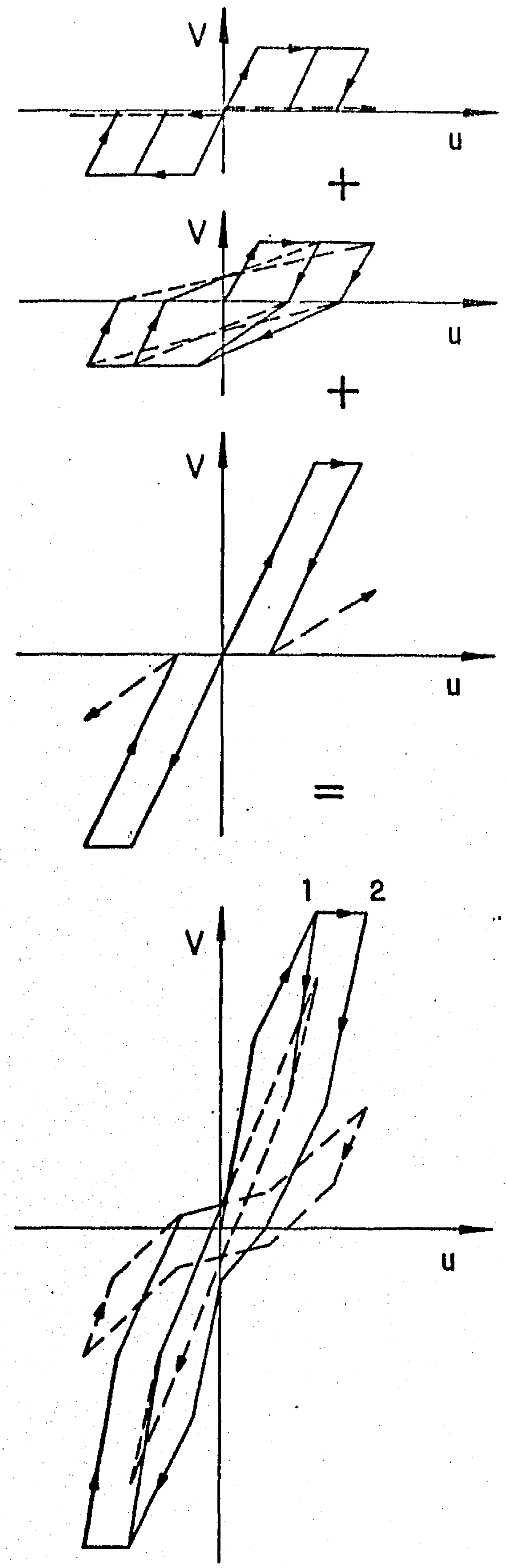
Fig 40. Modelo histerético trilineal para el caso 2 (tabla 2)



Parámetro	Experimental (tabla 2)	Analítico (superposición)
β	0.60	0.63
$\frac{\alpha_1}{\beta}$	3.00	3.00
$\frac{\alpha_2}{\beta}$	6.00	6.00
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_1$	0.90	0.90
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_2$	0.70	0.70
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_1$	0.70	0.65
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_2$	0.40	0.41

—— Primer ciclo
– – – Ciclos posteriores

Fig 41. Modelo histerético trilineal para el caso 3 (tabla 2)



Parámetro	Experimental (tabla 2)	Analítico (superposición)
β	0.60	0.60
$\frac{\alpha_1}{\beta}$	3.00	3.00
$\frac{\alpha_2}{\beta}$	4.50	4.50
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_1$	0.80	0.80
$\left(\frac{V_h}{V_m}\right)_2$	0.40	0.40
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_1$	0.40	0.43
$\left(\frac{A_h}{A_m}\right)_2$	0.15	0.16

——— Primer ciclo

– – – Ciclos posteriores

Fig 42. Modelo histerético trilineal para el caso 4 (tabla 2)

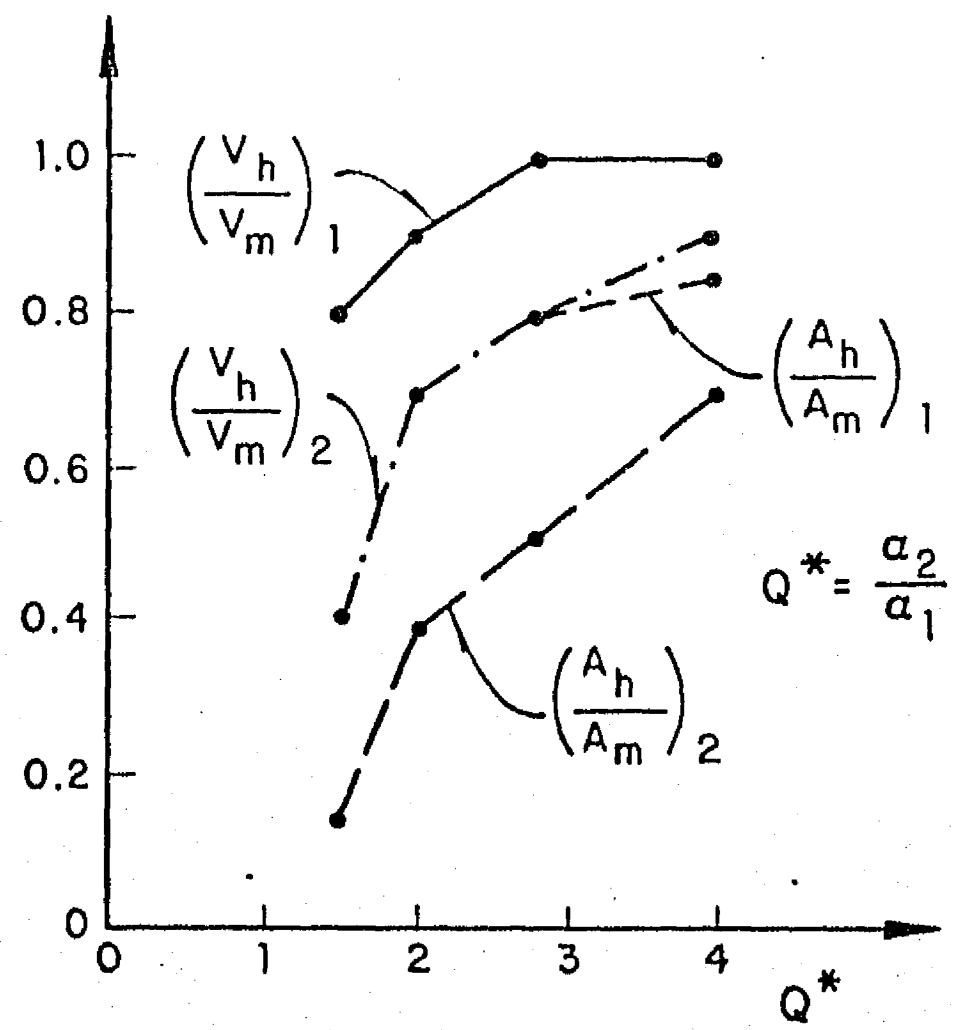


Fig 43. Variación de los parámetros de modelos trilineales que miden el deterioro con la relación Q^*

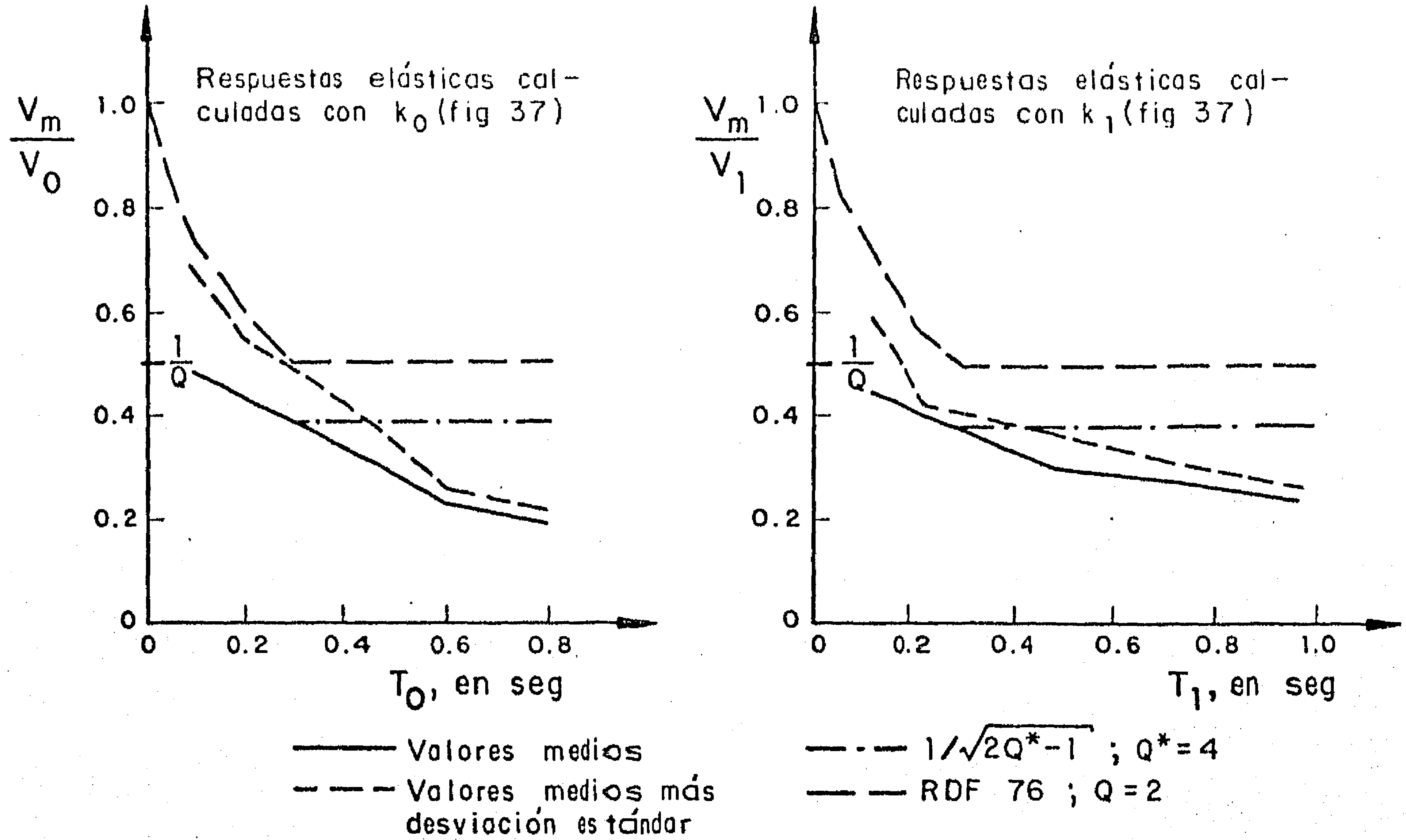


Fig 44. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 1 (fig 39) para temblores en terreno duro

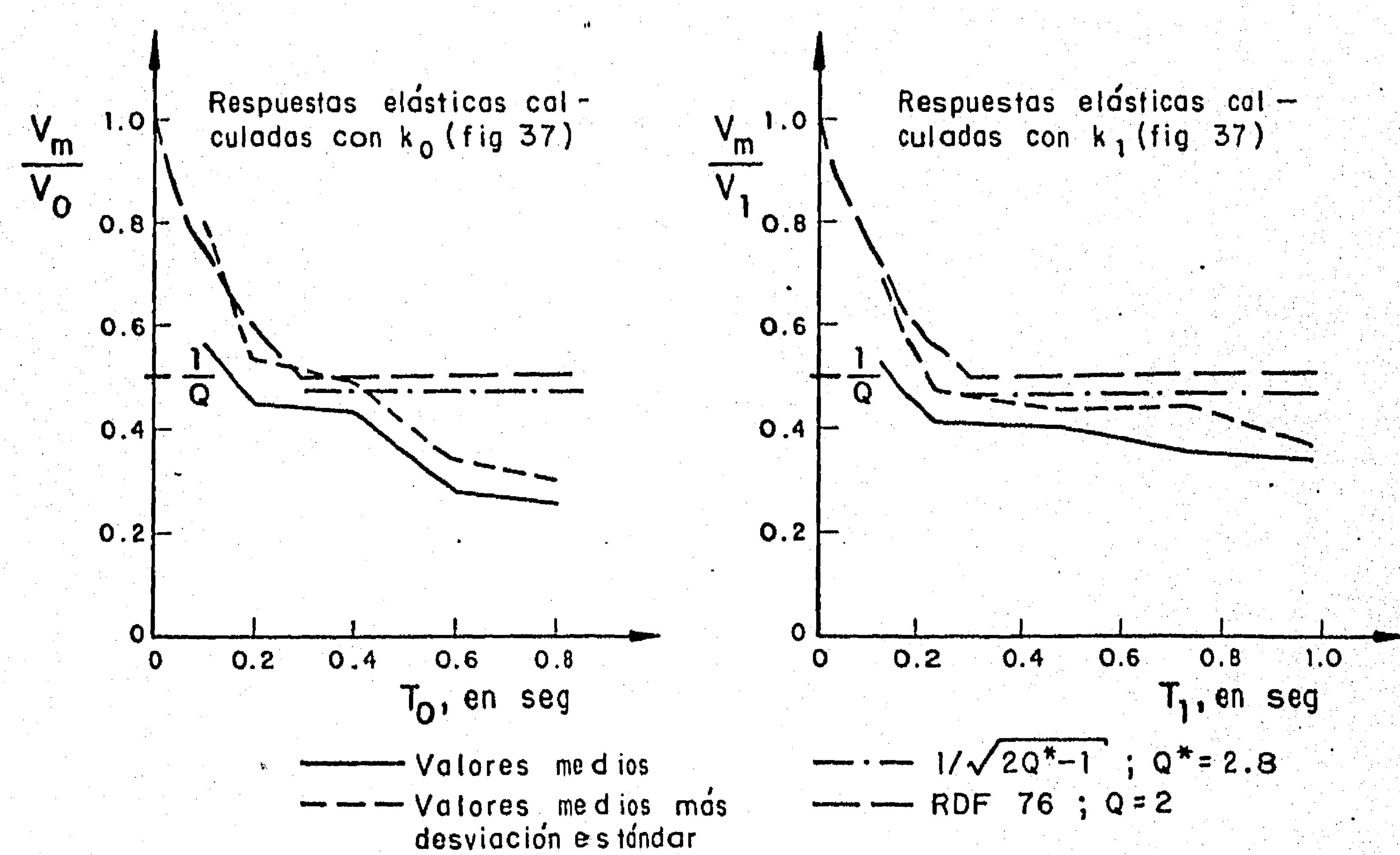


Fig 45. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 2 (fig 40) para temblores en terreno duro

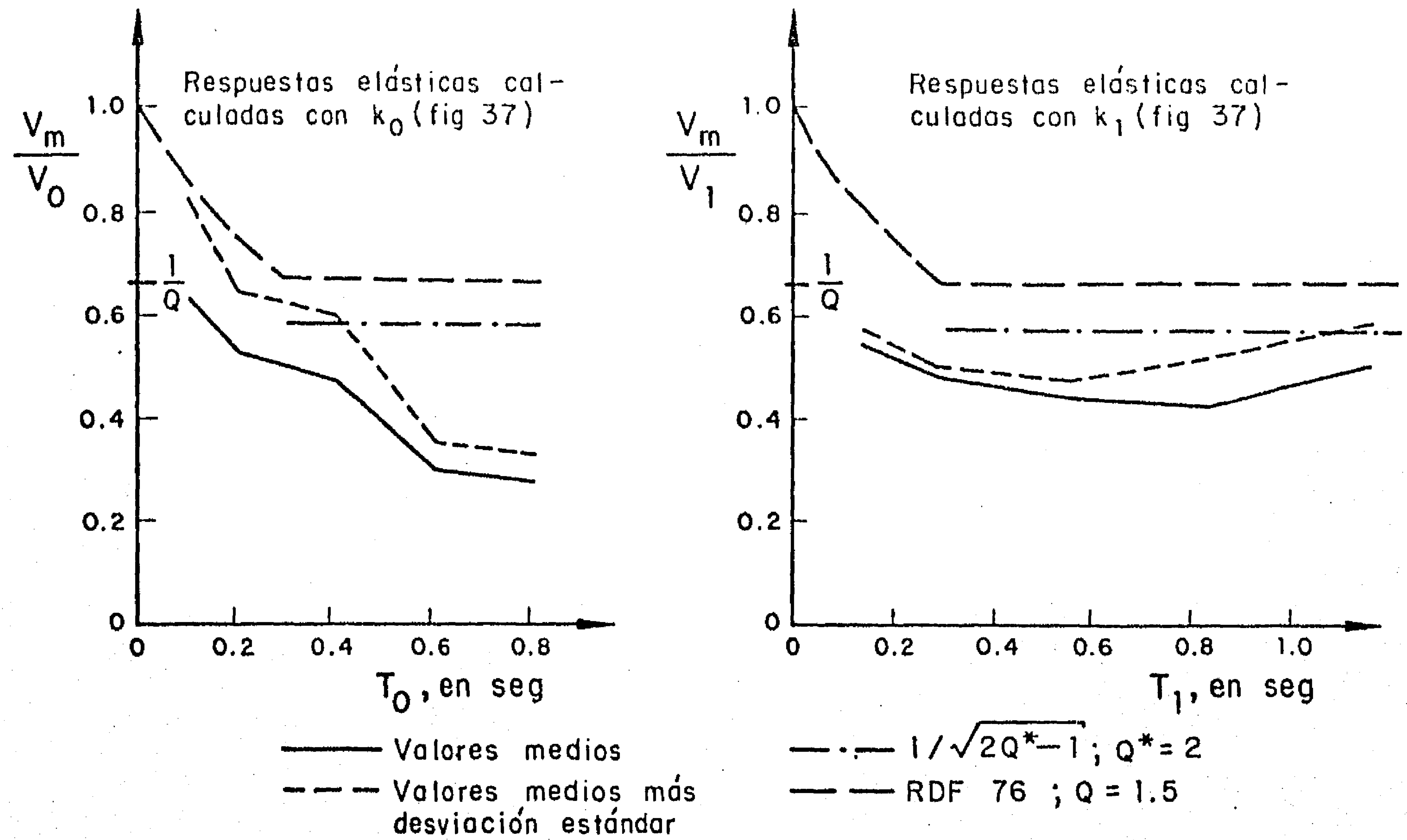


Fig 46. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 3 (fig 41) para temblores en terreno duro

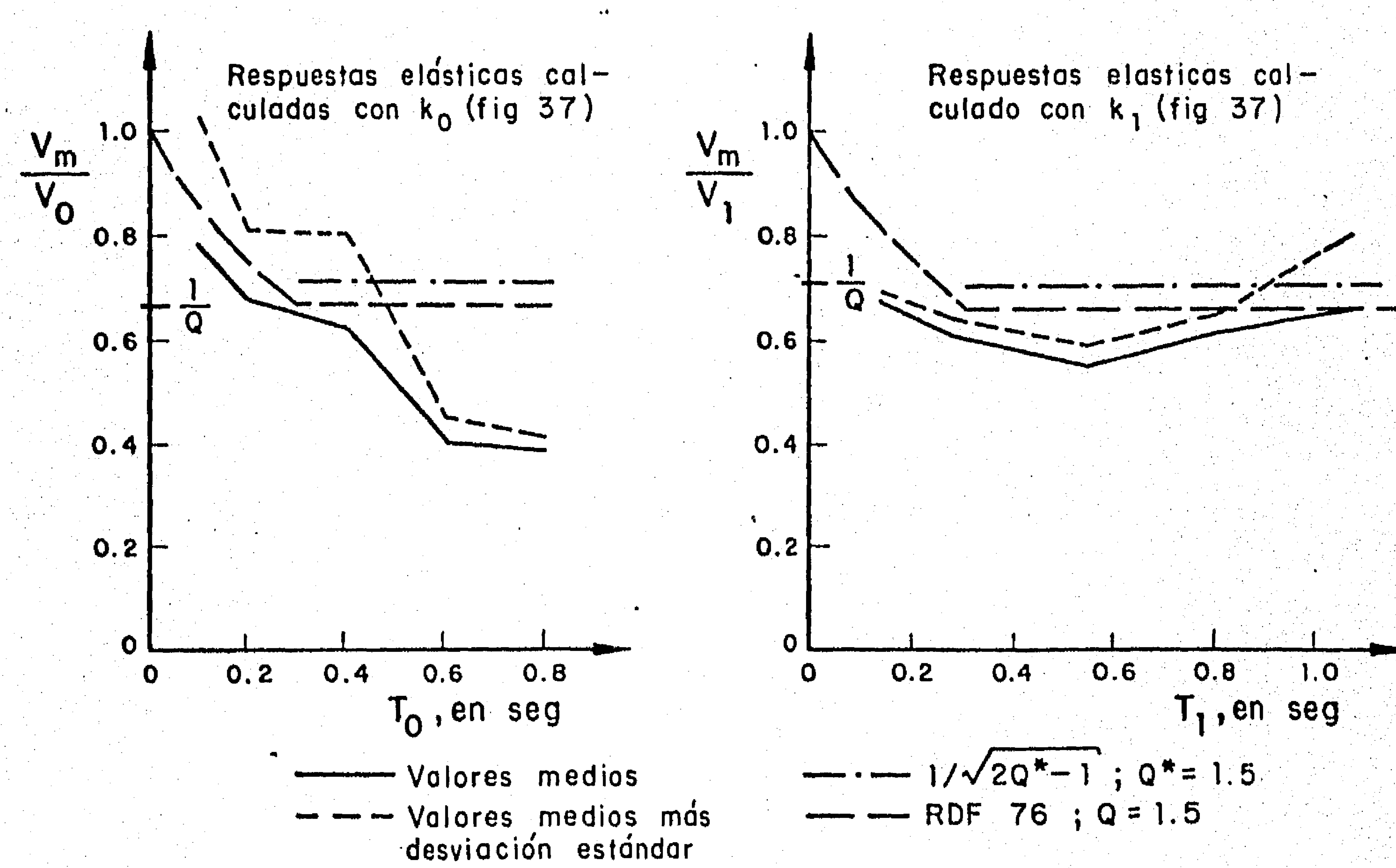


Fig 47. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 4 (fig 42) para temblores en terreno duro

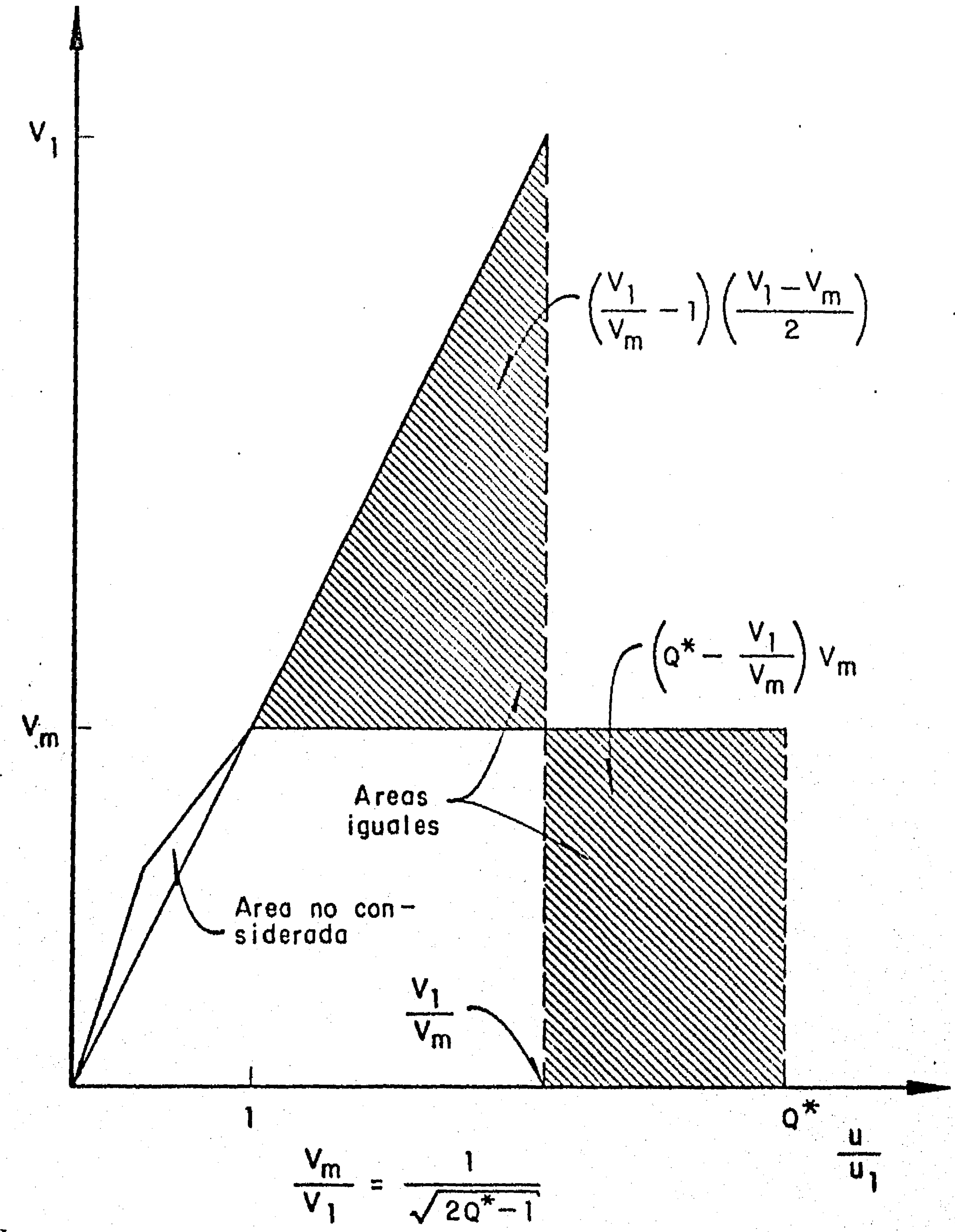


Fig 48. Criterio de igualación de energías para estimar la relación entre respuestas elástica e inelástica para los modelos trilineales

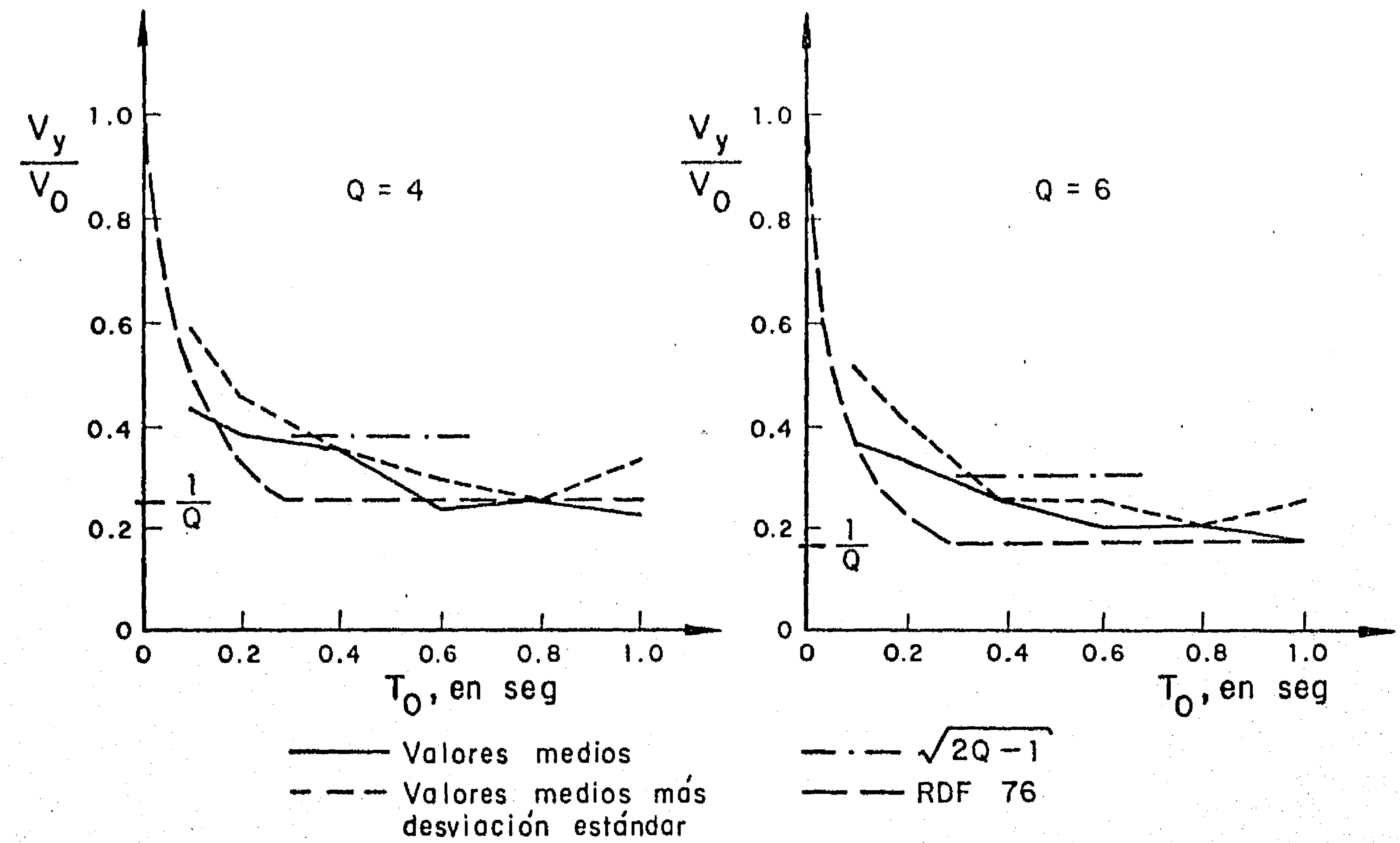


Fig 49. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por modelos elastoplásticos sin degradación (fig 35 a) para temblores en terreno duro

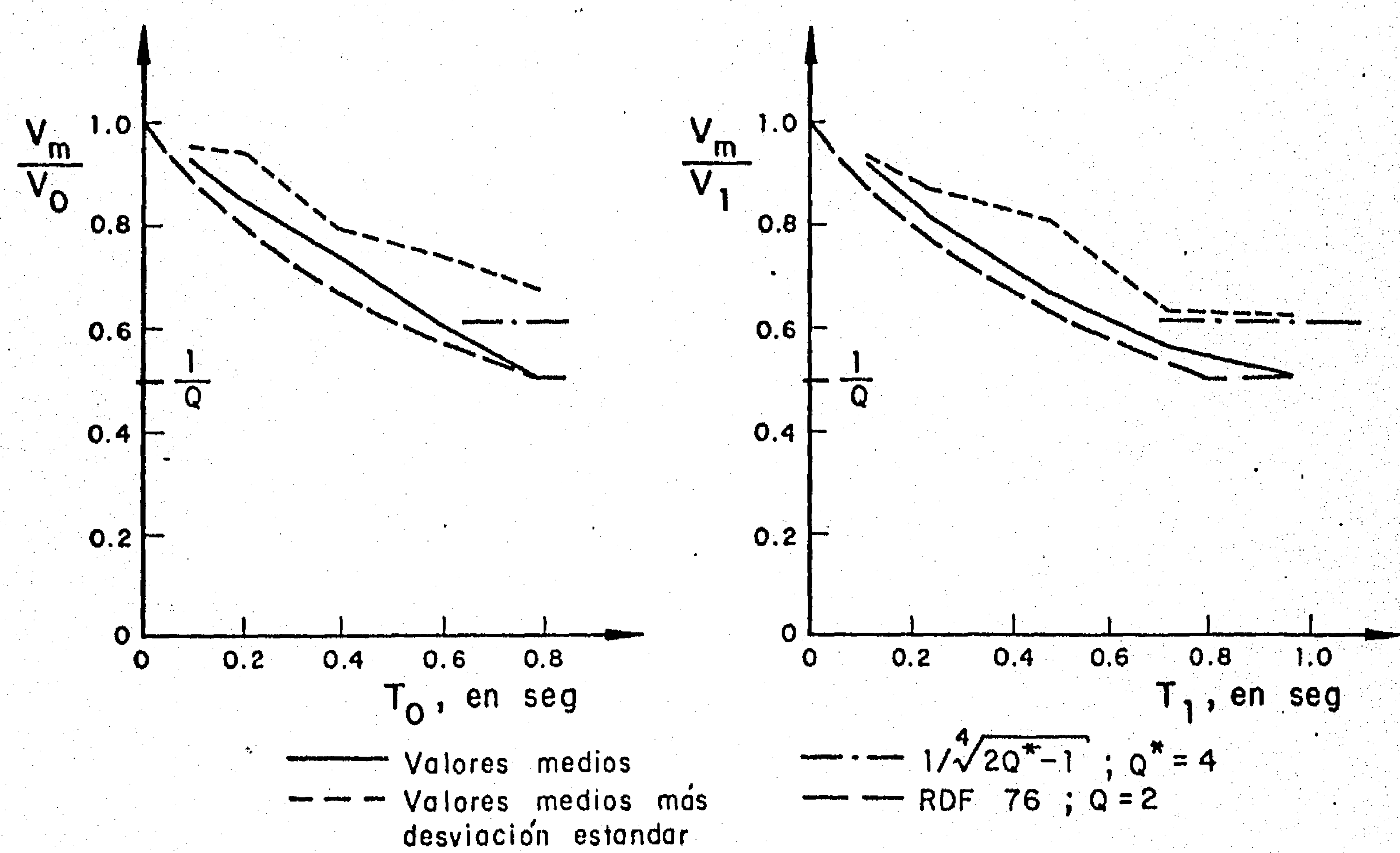


Fig 50. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 1 (fig 39) para temblores en terreno blando

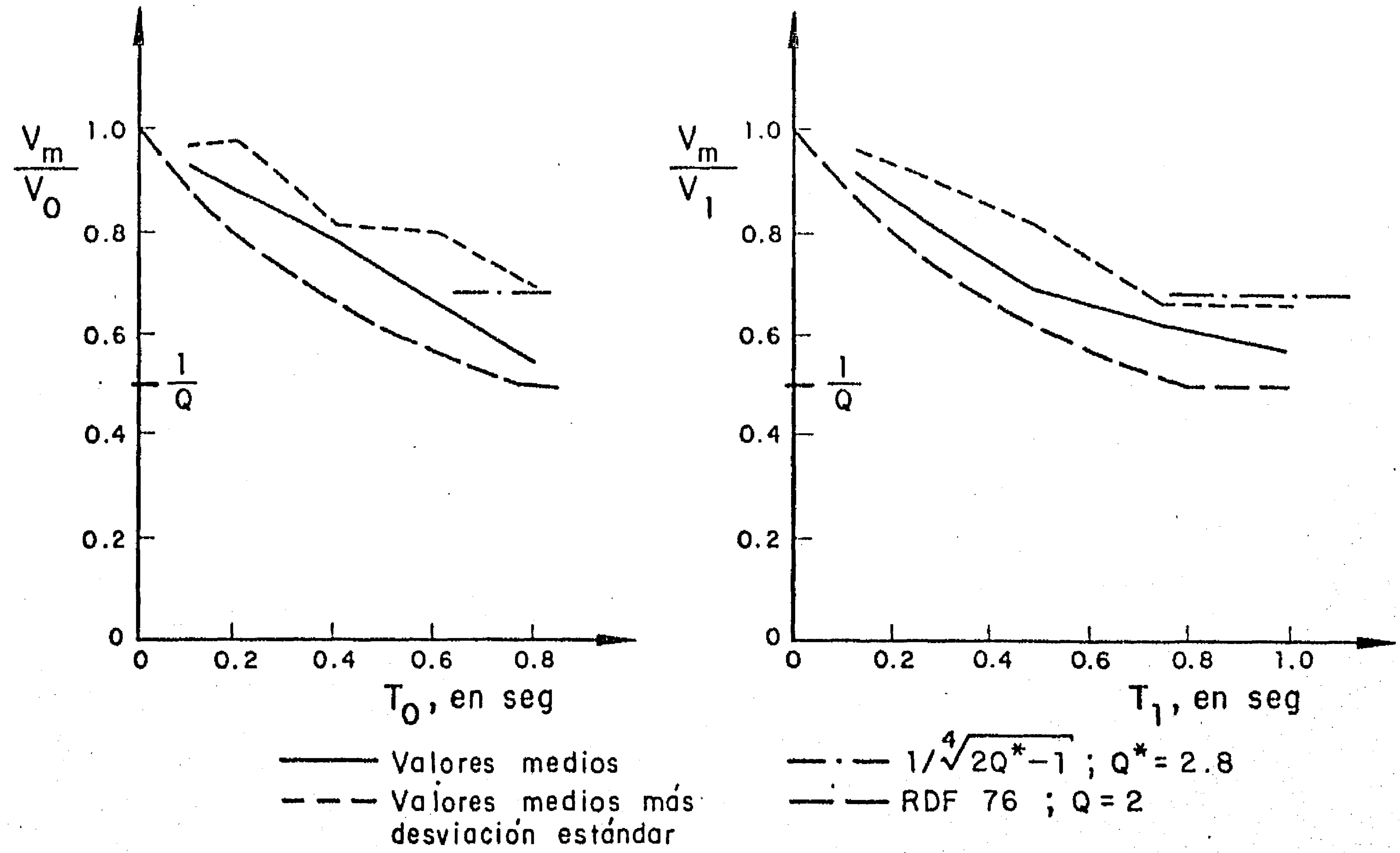


Fig 51. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 2 (fig 40) para temblores en terreno blando

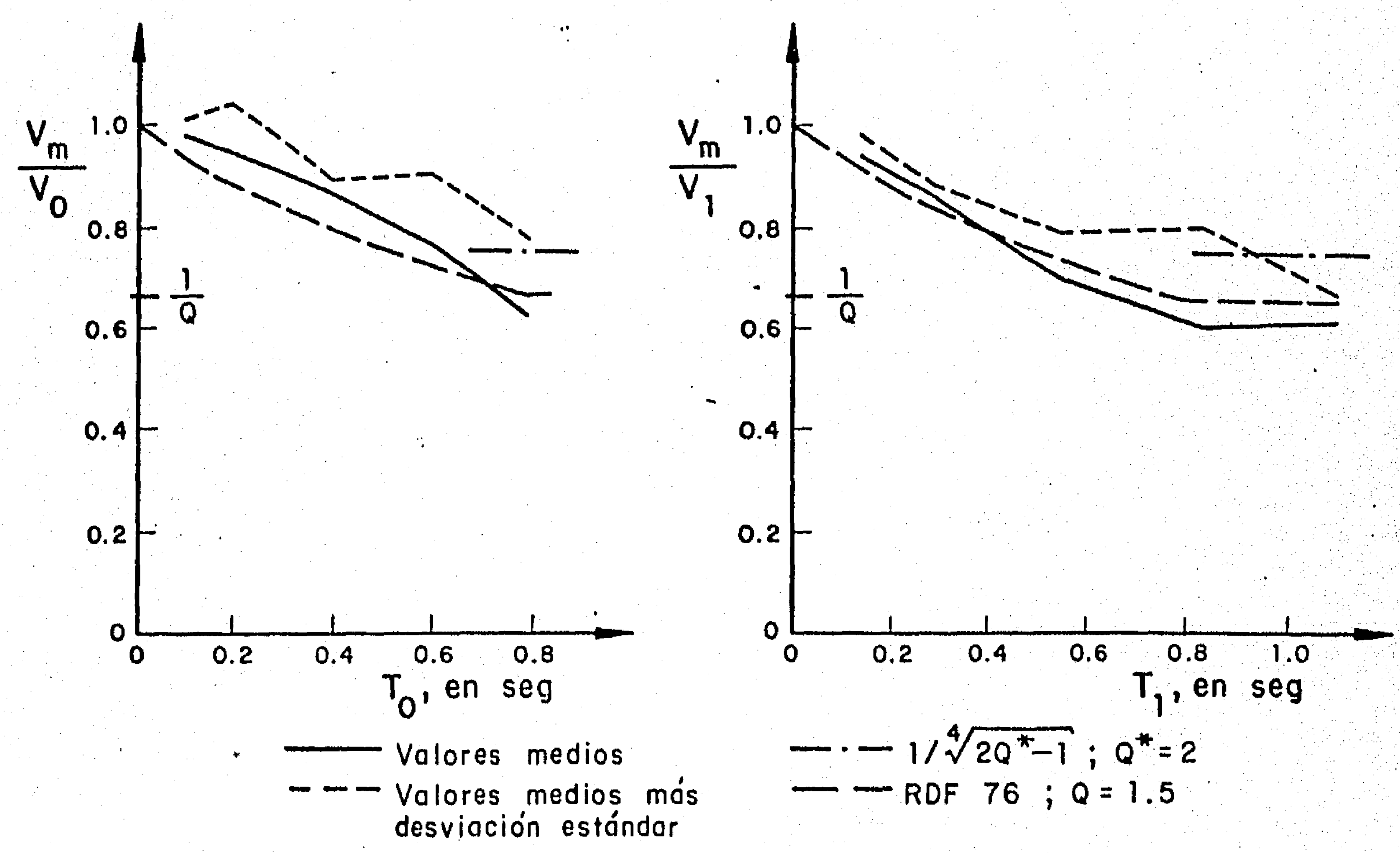


Fig 52. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 3 (fig 41) para temblores en terreno blando

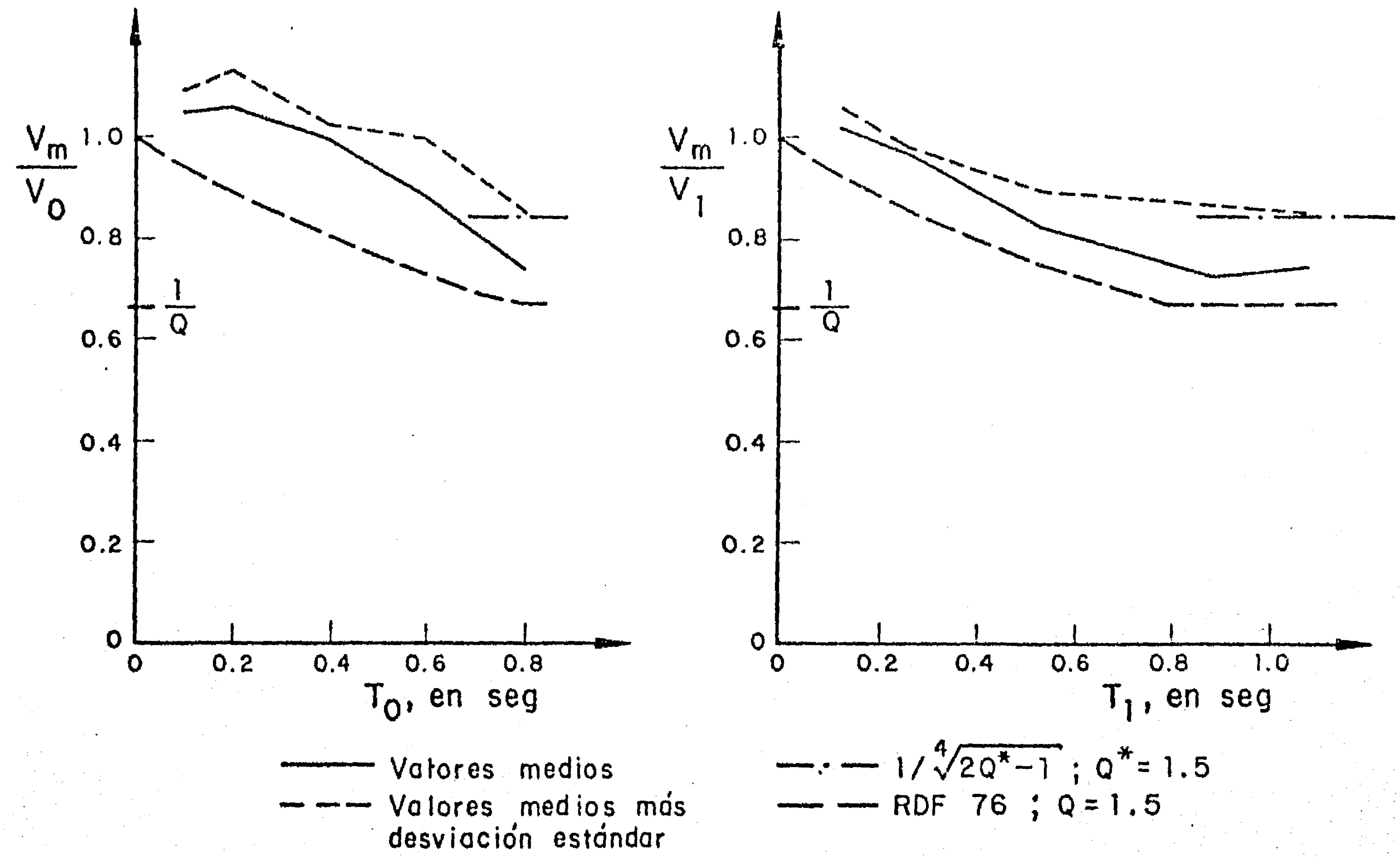


Fig 53. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por el modelo trilineal 4 (fig 42) para temblores en terreno blando

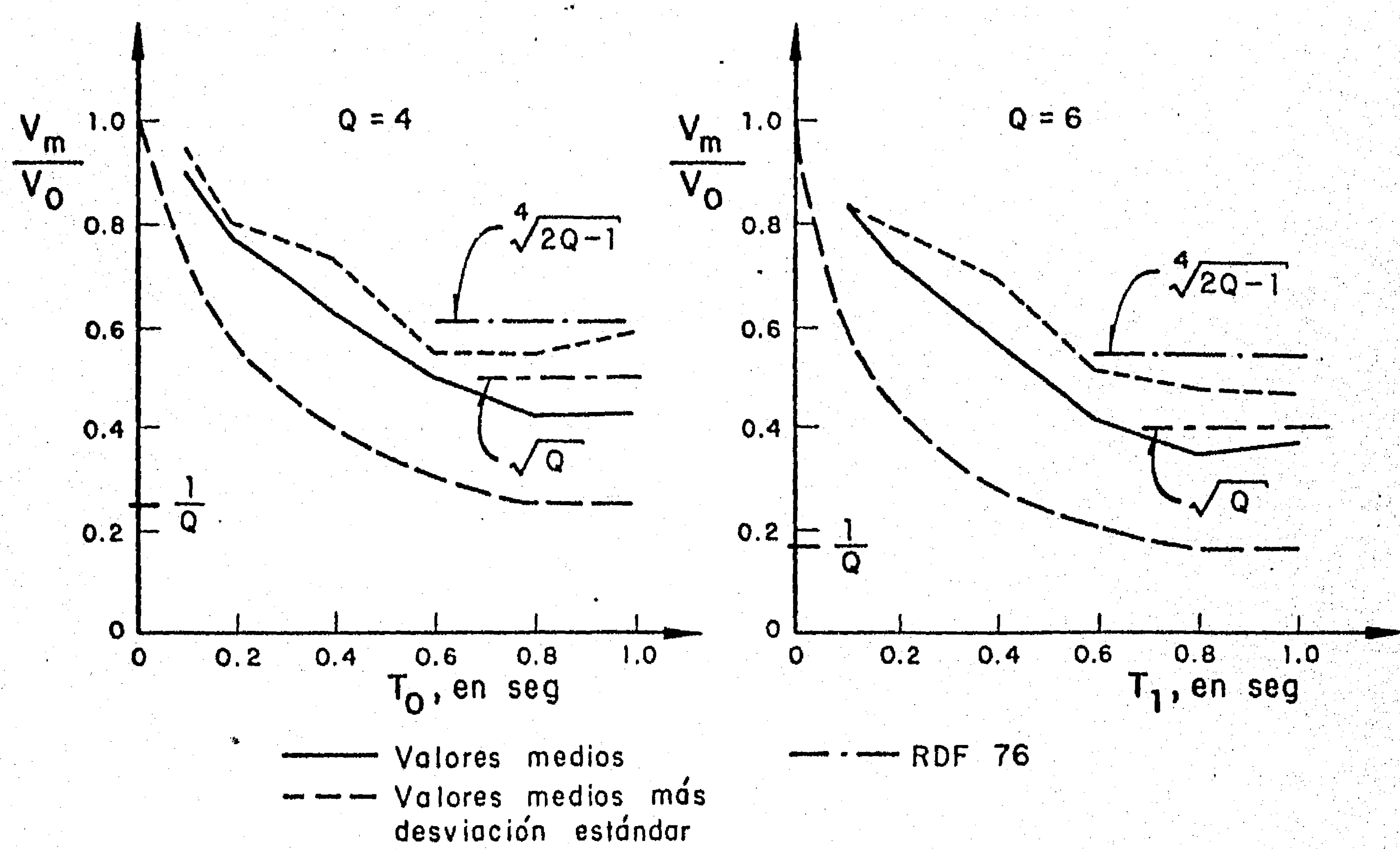


Fig 54. Relaciones entre resistencias inelásticas y elásticas requeridas por modelos elastoplásticos sin degradación (fig 35 a) para temblores en terreno blando

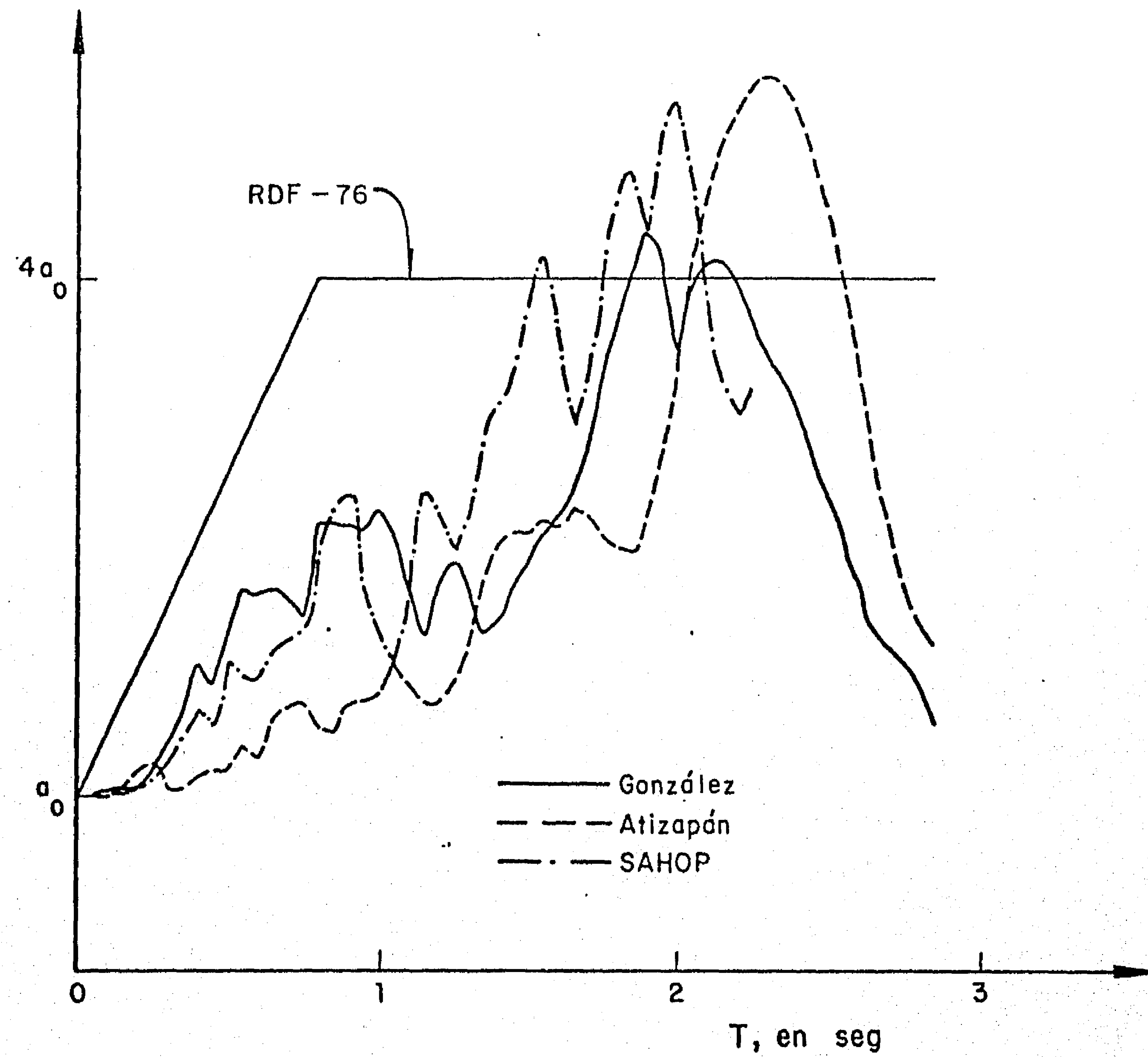


Fig 55. Espectros de seudoaceleraciones de los temblores en terreno blando, normalizados para que tengan la misma aceleración máxima del terreno

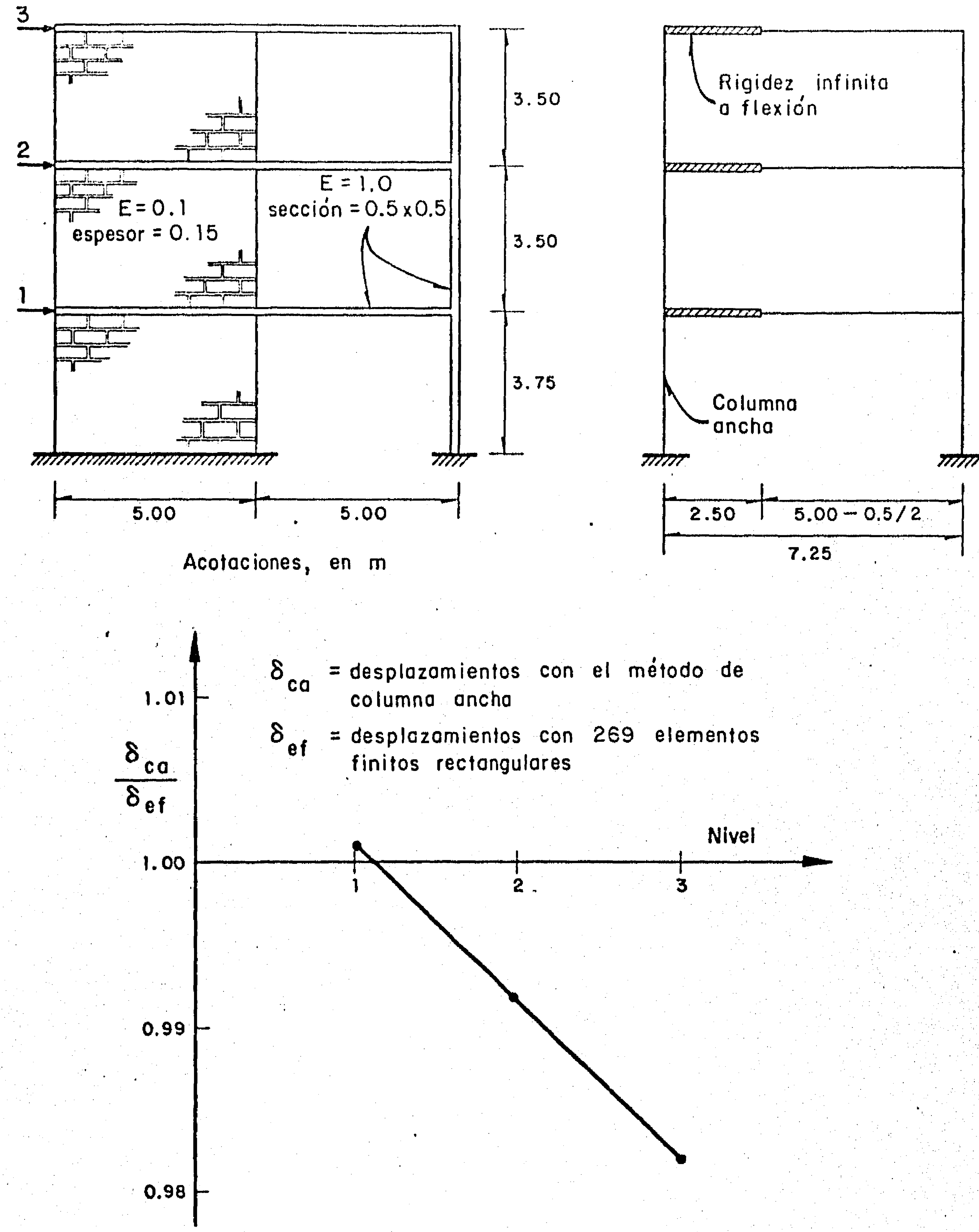
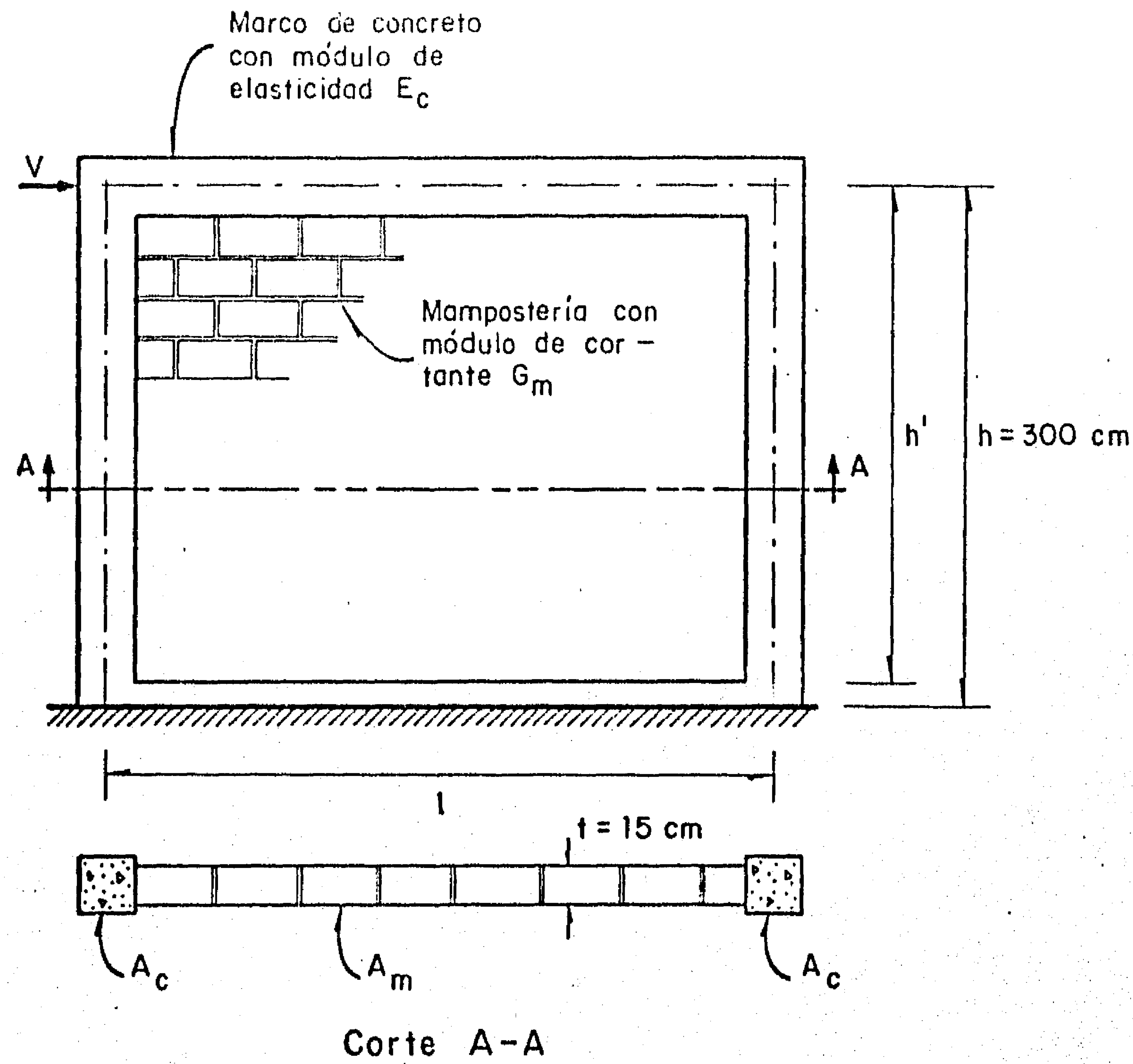


Fig 56. Comparación del método de elementos finitos con el de la columna ancha



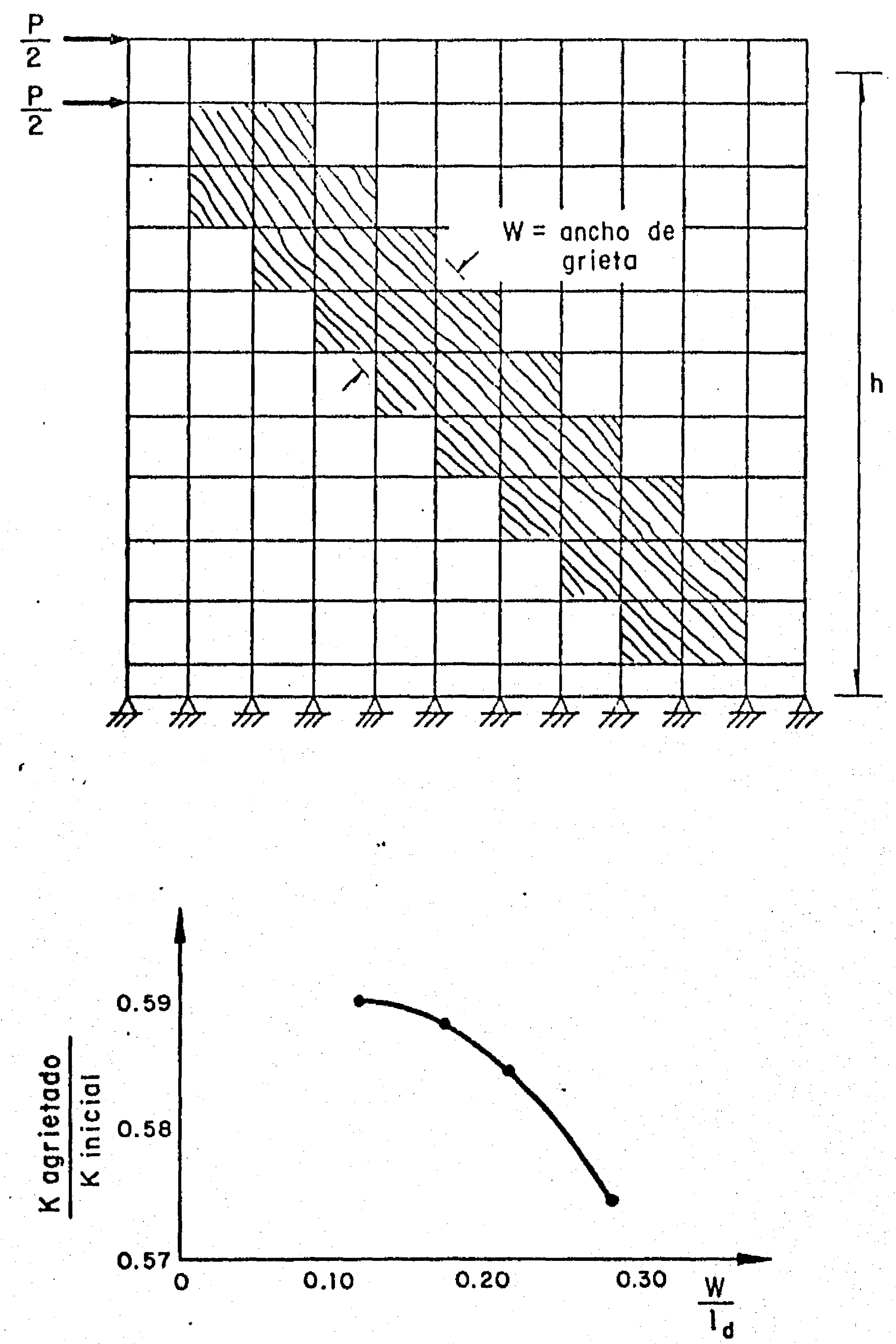
Definiciones

$$\tau^* = \frac{V}{(A_m + 2A_c)} \qquad \zeta = \frac{l}{h} = \text{relación de aspecto}$$

$$\tau' = \frac{V}{A_c} \qquad \lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

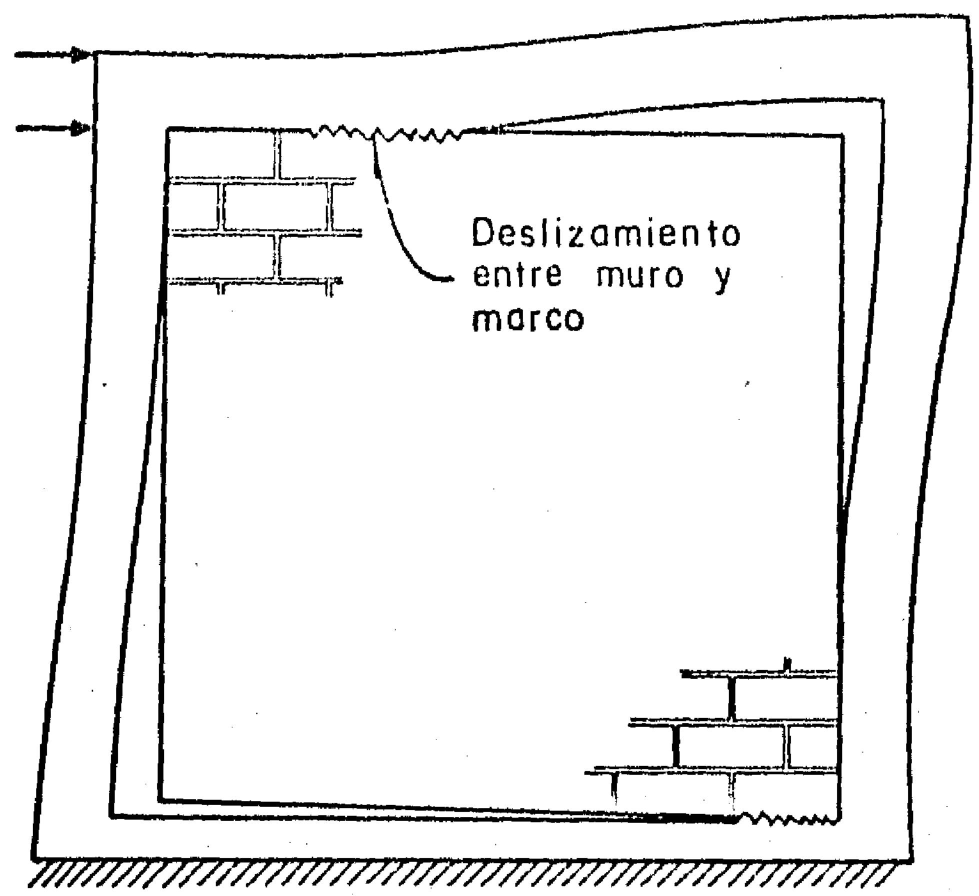
$$\sigma' = \frac{Vh'}{l A_c} \qquad I = \frac{A_c l^2}{2}$$

Fig 57. Esquema de los muros analizados y definiciones empleadas

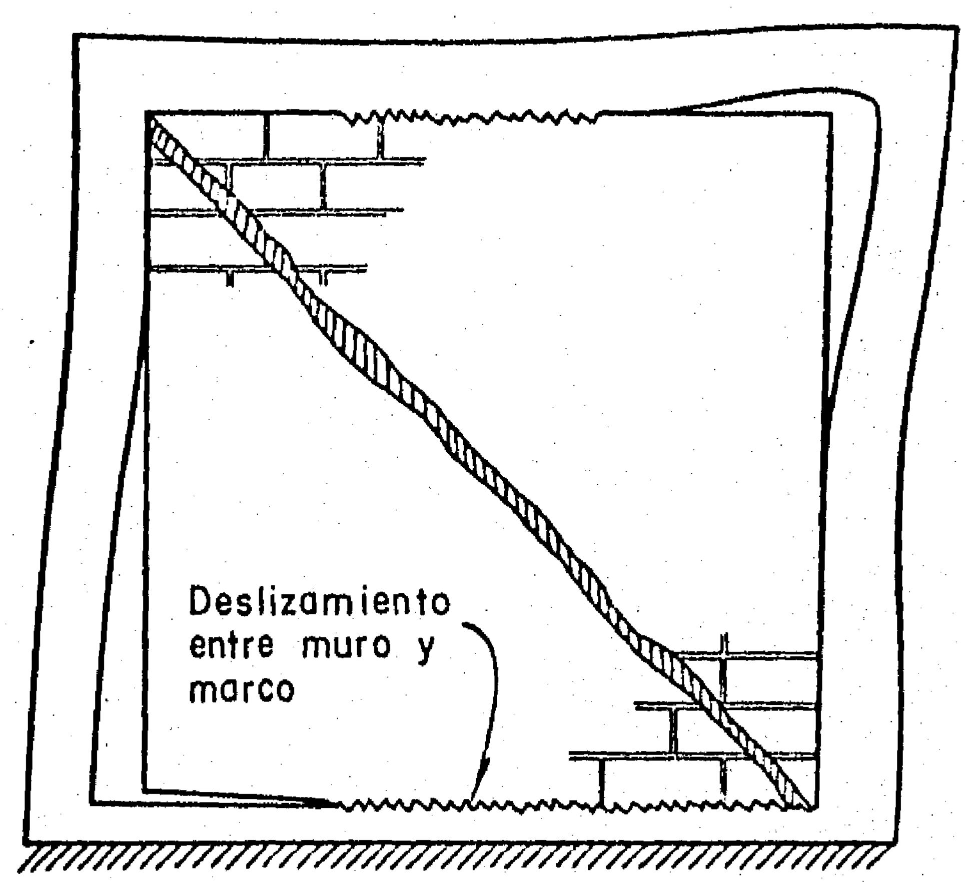


l_d = Longitud de la diagonal del muro

Fig 58. Efecto del ancho de una grieta diagonal en la rigidez lateral de un muro con marco confinante



a) Sin grieta diagonal



b) Con grieta diagonal

Fig 59. Configuración típica de agrietamiento entre muro y marco

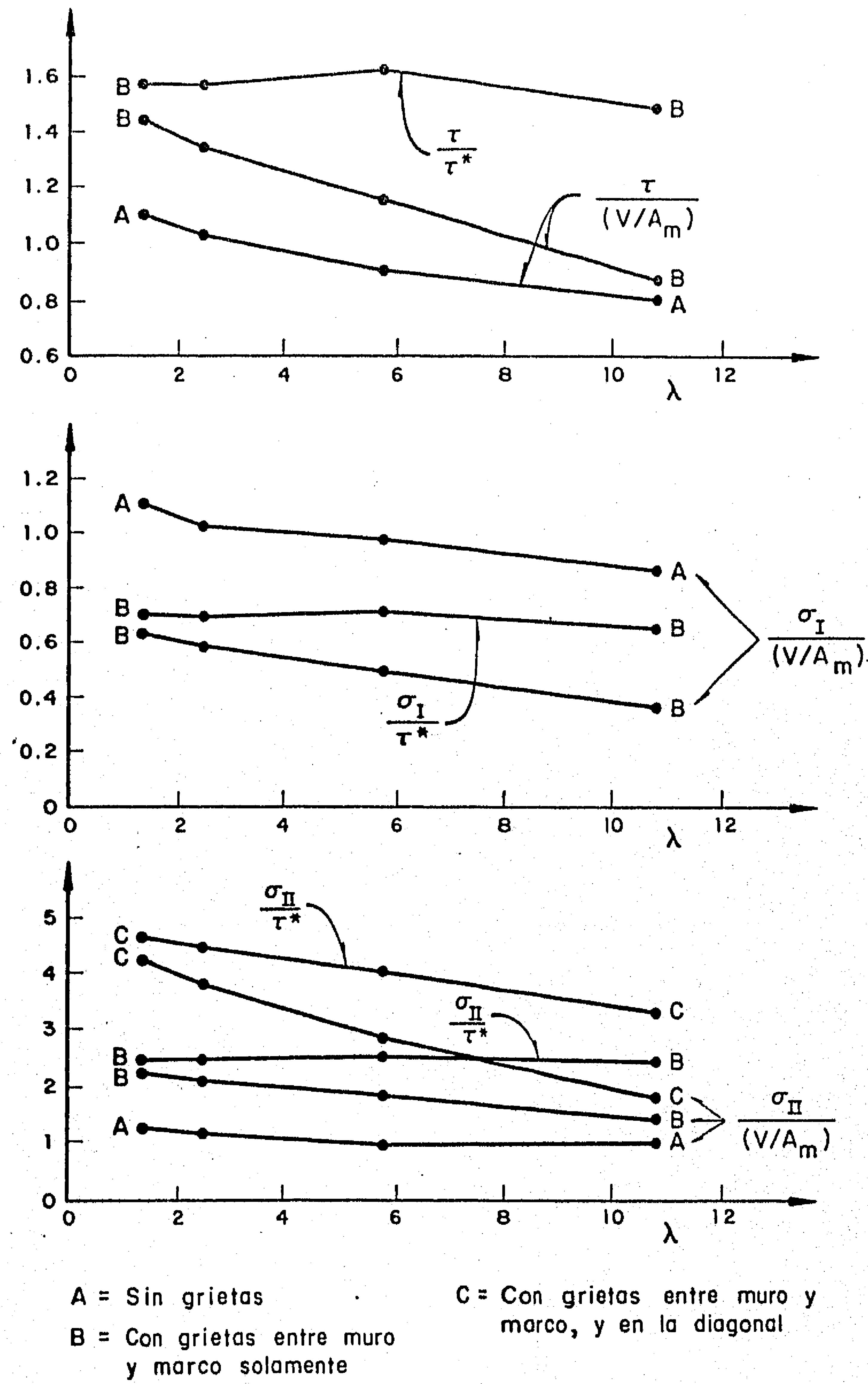


Fig 60. Tableros cuadrados. Esfuerzos cortantes τ y principales σ_I (tensión) y σ_{II} (compresión) en la sección central del muro (V, A_m, τ^* y λ se definen en la fig 57)

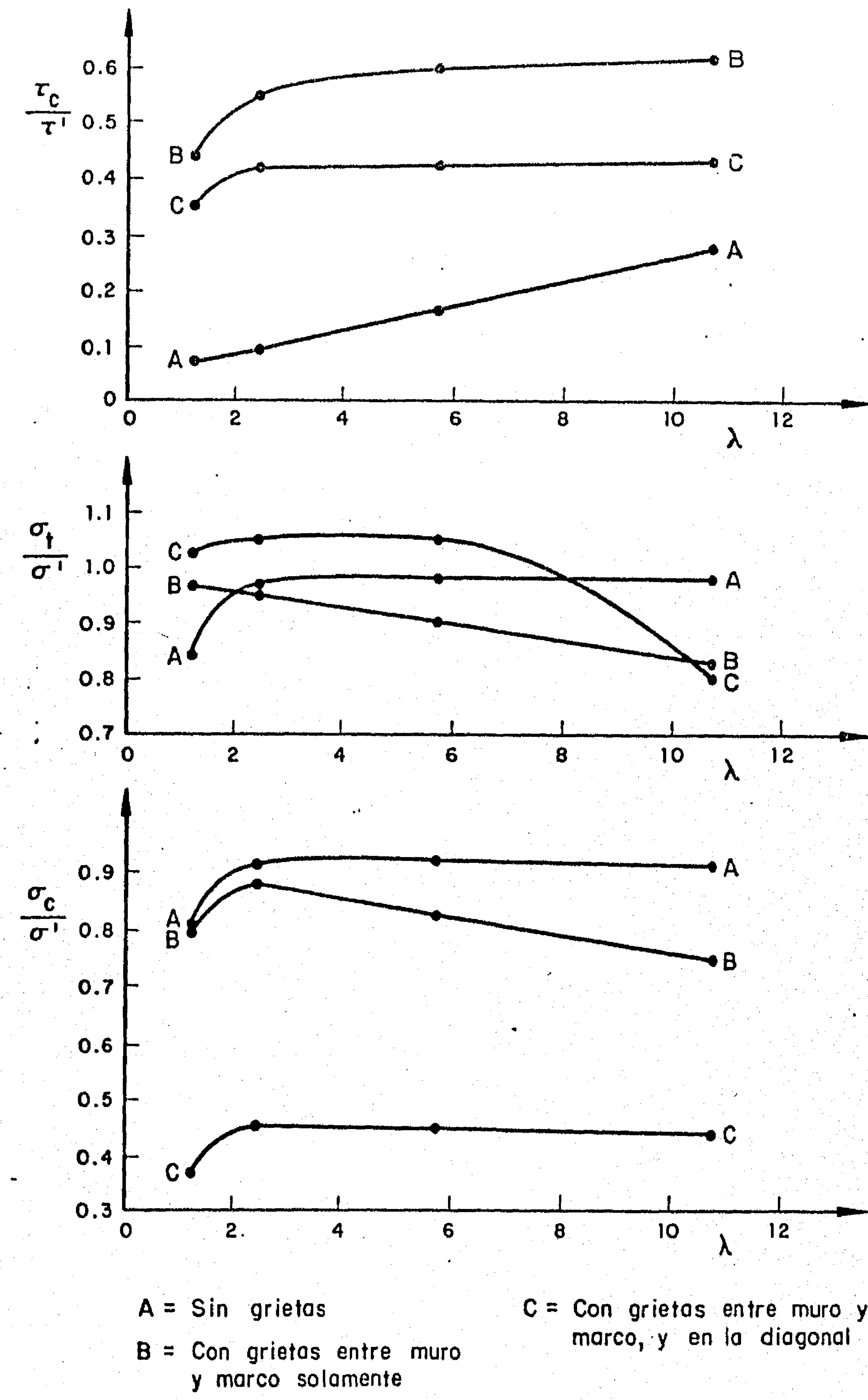
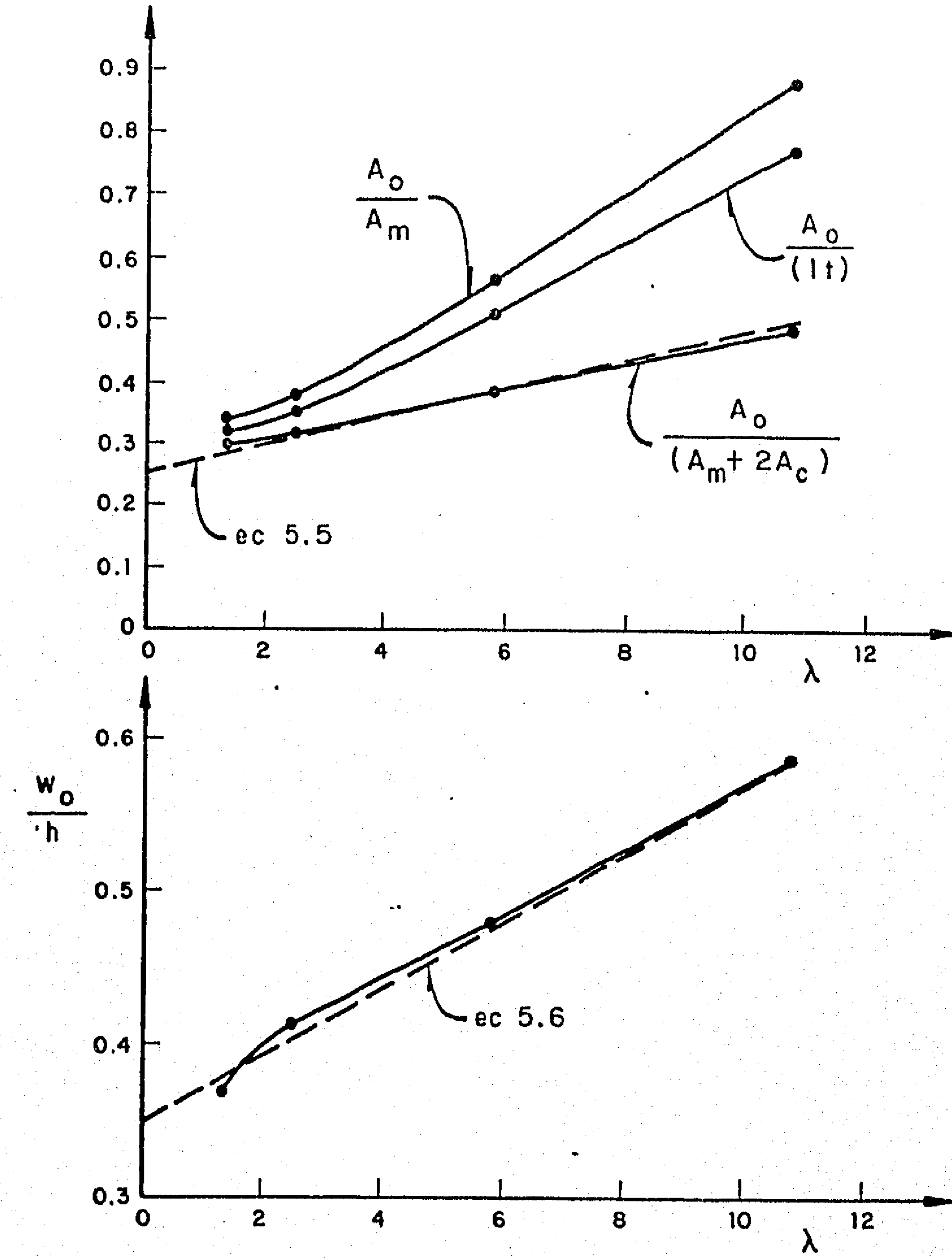
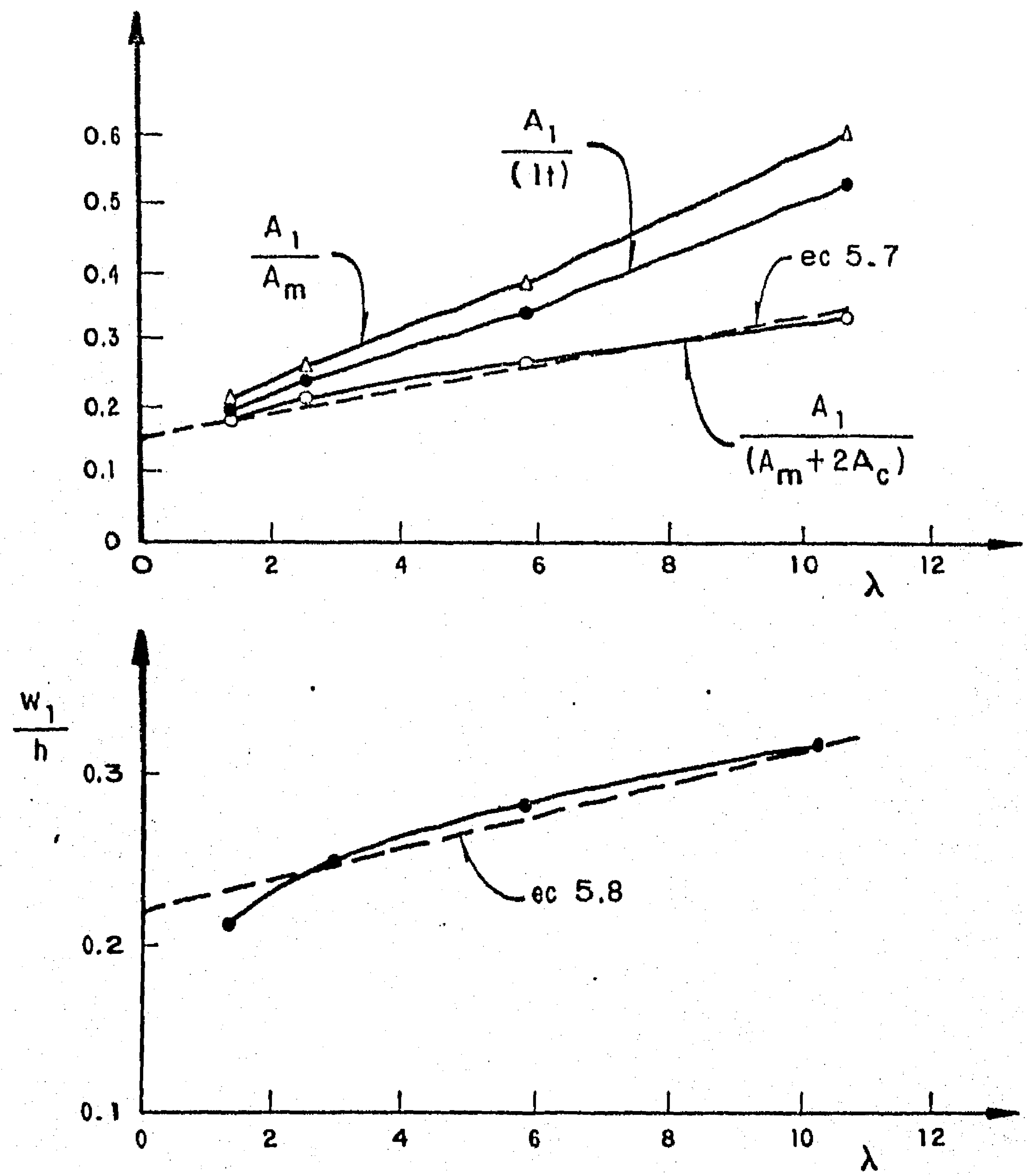


Fig 61. Tableros cuadrados. Esfuerzos máximos en las columnas del marco confinado: τ_c, cortante, σ_t, de tensión, y σ_c, de compresión (τ', σ' y λ se definen en la fig 57)



A_o = área de cortante equivalente
w_o = ancho de la diagonal equivalente
A_m, A_c, l, h, t y λ se definen en la fig 57

Fig 62. Tableros cuadrados. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando solo hay agrietamiento entre muro y marco



A_1 = área de cortante equivalente

w_1 = ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, l, h, t y λ se definen en la fig 57

Fig 63 . Tableros cuadrados. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando hay agrietamiento entre muro y marco y en la diagonal

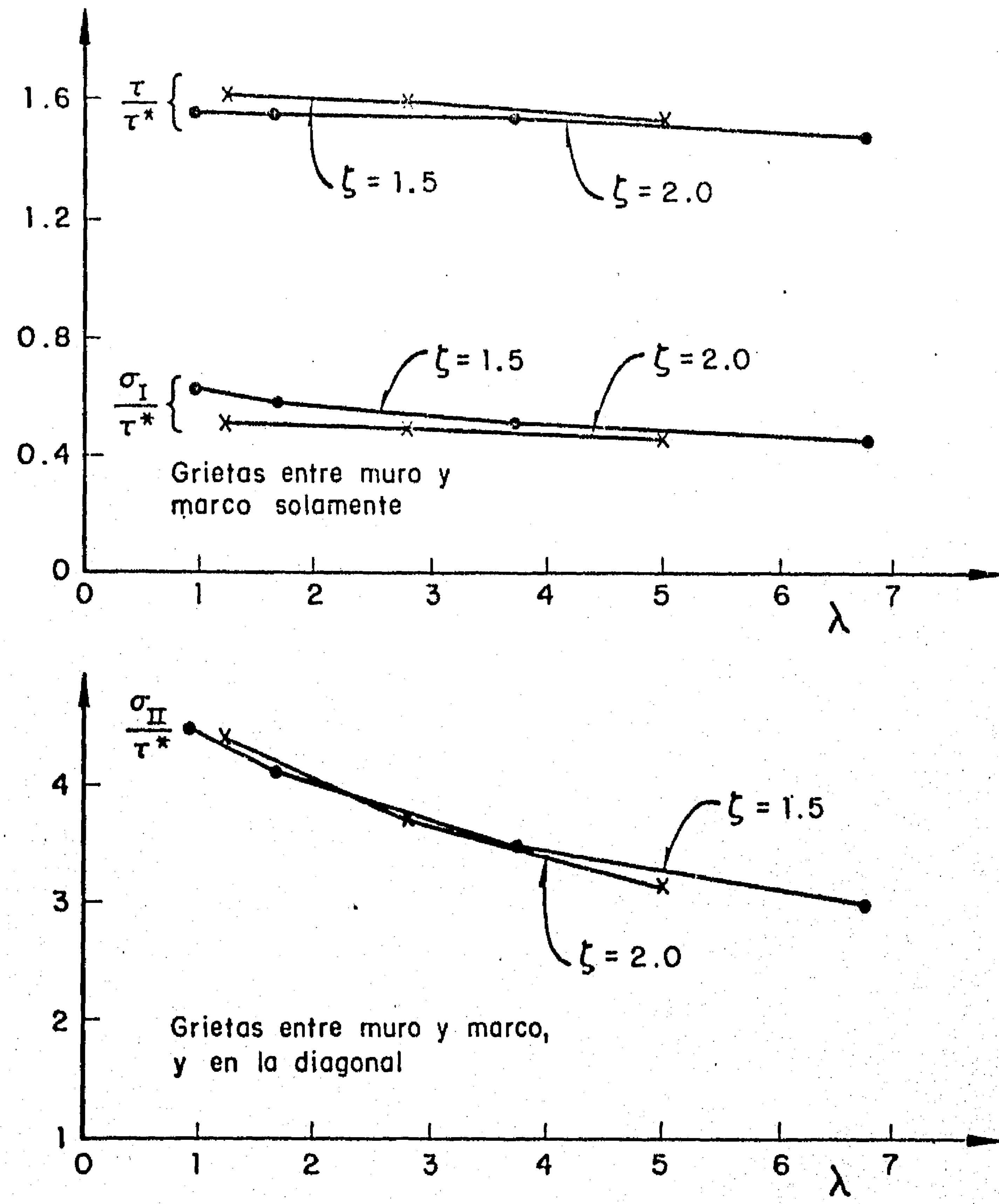


Fig 64. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Esfuerzos cortantes τ y principales σ_I (tensión) y σ_{II} (compresión) en la sección central del muro. τ^* y λ se definen en la fig 57

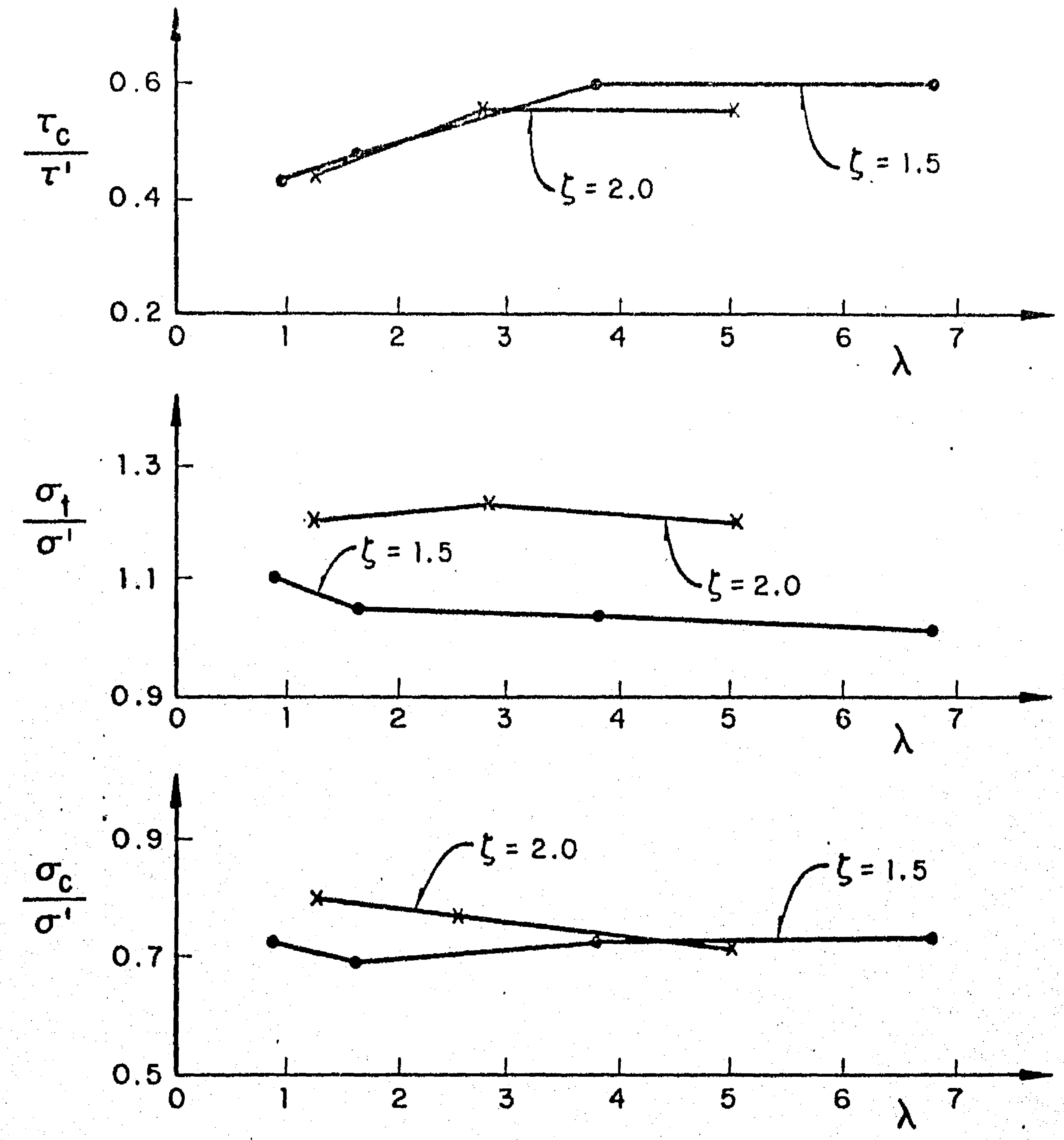
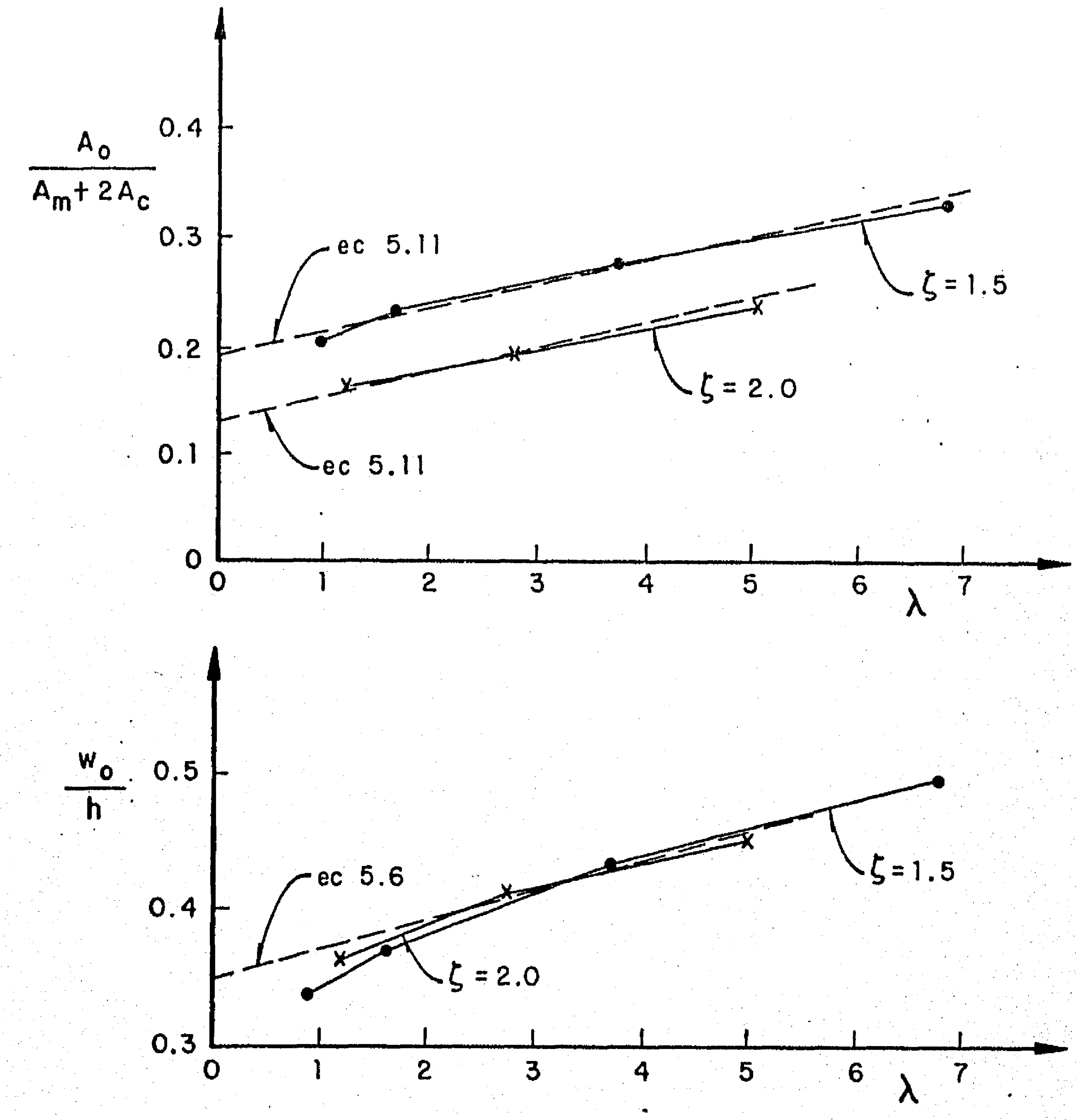


Fig 65. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Esfuerzos máximos en las columnas: τ_c cortante, σ_t de tensión y σ_c de compresión (τ', σ' y λ se definen en la fig 57)

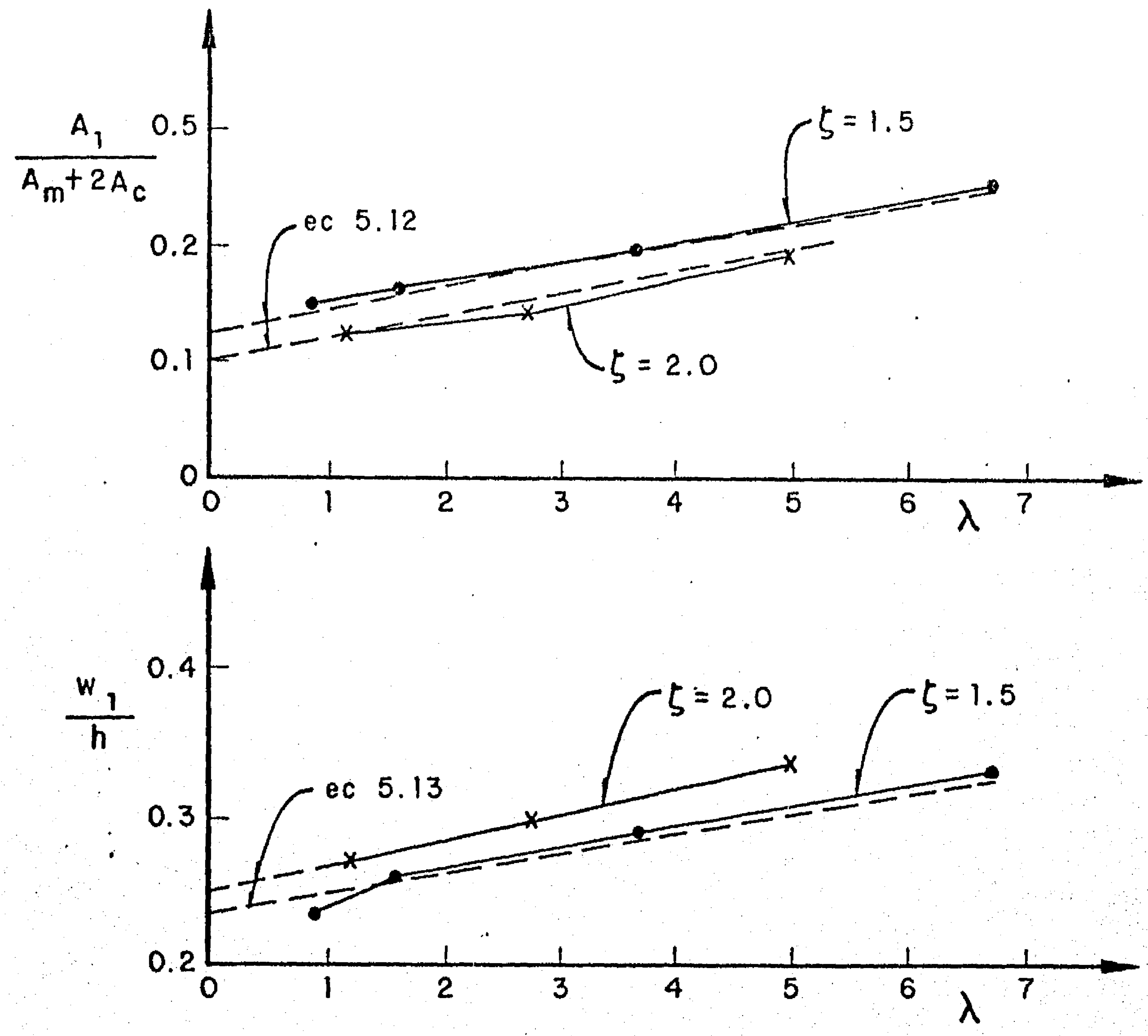


A_o = Area de cortante equivalente

w_o = Ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, h y λ se definen en la fig 57

Fig 66. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Areas de cortante y diagonales equivalentes cuando solo hay agrietamiento entre muro y marco



A_1 = Area de cortante equivalente

w_1 = Ancho de la diagonal equivalente

A_m, A_c, h y λ se definen en la fig 57

Fig 67. Tableros con relación de aspecto ζ mayor que 1. Areas de cortante y diagonales equivalentes, cuando hay agrietamiento entre muro y marco y en la diagonal